KARLSRUHER REIHE

Massivbau
Baustofftechnologie
Materialprüfung

HEFT 89

MAREIKE KOHM

Entwicklung eines Messsystems zur modalbasierten Schädigungsanalyse von Brückenüberbauten





Mareike Kohm

Entwicklung eines Messsystems zur modalbasierten Schädigungsanalyse von Brückenüberbauten

Karlsruher Reihe

Massivbau
Baustofftechnologie
Materialprüfung

Heft 89

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, MPA Karlsruhe

Prof. Dr.-Ing. Frank Dehn
Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski

Entwicklung eines Messsystems zur modalbasierten Schädigungsanalyse von Brückenüberbauten

von
Mareike Kohm



Karlsruher Institut für Technologie
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie

Entwicklung eines Messsystems zur modalbasierten
Schädigungsanalyse von Brückenüberbauten

Zur Erlangung des akademischen Grades einer Doktor-Ingenieurin
von der KIT-Fakultät für Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften
des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT) genehmigte Dissertation

von Mareike Kohm, M.Sc.

Tag der mündlichen Prüfung: 29. Oktober 2021
Hauptreferent: Prof. Dr.-Ing. L. Stempniewski
Korreferent: Prof. Dr.-Ing. habil. M. Bischoff

Impressum



Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
KIT Scientific Publishing
Straße am Forum 2
D-76131 Karlsruhe

www.ksp.kit.edu





Print on Demand 2022 – Gedruckt auf FSC-zertifiziertem Papier

ISSN 1869-912X
ISBN 978-3-7315-1186-1
DOI 10.5445/KSP/1000145597

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie am Karlsruher Institut für Technologie (KIT).
Herrn Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski gilt mein besonderer Dank für die Anregung zu dieser Arbeit, der steten Diskussionsbereitschaft während der Promotion und der Übernahme des Hauptreferats. Weiterhin gilt mein Dank Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Manfred Bischoff, der durch sein großes Interesse an der Arbeit, seine Vorschläge und Gespräche sowie der Übernahme des Korreferats maßgeblich am Gelingen beteiligt war. Herrn Prof. Dr.-Ing. Frank Dehn, Prof. Dr.-Ing. Stefan Hinz und Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Betsch möchte ich für das rege Interesse und die Bereitschaft in der Kommission mitzuwirken herzlich danken.
Herrn Dr.-Ing. Frank Breinlinger von der Firma Breinlinger Ingenieure danke ich für die angenehme Arbeitsatmosphäre und der hieraus resultierenden guten Zusammenarbeit im Rahmen des Forschungsprojektes. Mein besonderer Dank gilt dem gesamten Team der Firma SEMEX-EngCon GmbH, insbesondere Herrn Dr. Hans-Jürgen Nitzpon und Herrn Andreas Stiegler, für die sehr gute und vertrauensvolle Zusammenarbeit und den fachlichen Austausch über das Forschungsprojekt hinaus. Das große Engagement und Interesse des gesamten Teams waren maßgeblich für das Gelingen dieser Arbeit. Herrn Dirk Milbich und Herrn Thomas Kippenhan vom Tiefbauamt der Stadt Karlsruhe danke ich für das Interesse an meiner Arbeit und den Zugang zu den untersuchten Brückenbauwerken in Karlsruhe. Den Leitern und insbesondere den Mitarbeitern der MPA Karlsruhe danke ich für die Unterstützung bei der Durchführung der experimentellen Untersuchungen. Frau Ulrike Eggmann danke ich für die stete Hilfestellung bei der Bearbeitung grafischer Problemstellungen.
Darüber hinaus möchte ich mich bei allen Kolleginnen und Kollegen des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie für die gute fachliche Zusammenarbeit bedanken. Ein besonderer Dank gilt auch den wissenschaftlichen Hilfskräften Juliane Gölz, Maja Pausch und Celine Lauff für die Unterstützung bei der Durchführung der Bauteilversuche sowie In-situ-Messungen. Besonders möchte ich mich bei meinen Kollegen Bernhard Walendy, Stephan Müller, Roman Sedlmair und Rodrigo Gutièrrez für die unermüdliche Freude am Diskutieren, die moralische Unterstützung und den nicht immer nur fachlichen Austausch bedanken. Mein besonderer Dank gilt dir lieber Bernhard für deine Diskussionsbereitschaft und deinem großen Interesse an meinem Thema. Ich werde die gemeinsame Zeit mit euch nie vergessen. Für die Übernahme des Lektorats danke ich Jutta Axtmann.
Für den privaten Rückhalt und die stete Unterstützung möchte ich mich bei meiner Familie und meinem Partner, Oliver Kuppler, bedanken. Mein besonderer und herzlicher Dank gilt meinen Eltern, Waltraud und Paul Kohm, die mich zu jederzeit unterstützt haben und mir meinen bisherigen Lebensweg ermöglichten. Ohne meine Eltern wäre ein Gelingen dieser Arbeit nur schwer möglich gewesen.

Kurzfassung

Brücken sind zentrale Bestandteile von Infrastrukturnetzen, die die Grundvoraussetzung für eine prosperierende Wirtschaft sind. Aufgrund der Altersstruktur und der nicht in diesem Umfang prognostizierten Zunahme des Schwerlastverkehrs besteht ein großer Modernisierungs- und Ertüchtigungsbedarf des Brückenbestandes in Deutschland. Hinsichtlich der Erhaltungsplanung ist eine fundierte Kenntnis des tatsächlichen Brückenzustandes von hohem Interesse. Gegenwärtig werden die Brückenbauwerke im Rahmen regelmäßiger visueller handnaher Prüfungen durch fachkundige Ingenieure überwacht. Dieser Überwachungsansatz ist zeit- und kostenintensiv. Außerdem werden die Qualität und das Ergebnis in hohem Maße durch den Erfahrungsschatz des Ingenieurs beeinflusst. Monitoringsysteme ermöglichen dagegen die objektive Bewertung des Brückenzustandes basierend auf Messwerten.
In dieser Arbeit wird ein modalbasiertes Monitoringsystem entwickelt, welches die subjektiv beeinflusste visuelle Prüfung durch eine objektive sensorgestützte Überwachung ergänzen kann. Basierend auf den modalen Parametern Eigenfrequenzen und Eigenformen können mit Steifigkeitsänderungen einhergehende Schädigungen festgestellt und lokalisiert werden. Dies ermöglicht eine frühzeitige Schadensidentifikation und insbesondere die Lokalisierung von Schäden in unzugänglichen Bereichen einer Brücke. Die Eigenfrequenzen und Eigenformen sind globale Parameter, die eine Identifikation von Schäden ohne Vorkenntnisse von deren Existenz und Lage gestatten. Die Schätzung der modalen Parameter erfolgt im Rahmen der *Operational Modal Analysis*. Das modalbasierte Monitoring ermöglicht einen Übergang von einer reaktiven, zustandsabhängigen, zu einer prädiktiven Erhaltungsstrategie. Dementsprechend kann eine wirtschaftlichere, zuverlässigere und ökologischere Lebenszyklusplanung von Brückenbauwerken erreicht werden.
Die Einflussfaktoren auf das modalbasierte Monitoring werden getrennt für das Schwingungsverhalten des Bauwerks und für die Messkette untersucht. Die durchgeführten numerischen Untersuchungen ermöglichen die Definition der Anforderungskriterien an das Messsystem, unter Berücksichtigung der charakteristischen Einflussgrößen der Betriebslasten aus dem Fußgänger- und Straßenverkehr sowie der Synchronisation der Sensoren. Die Sensitivität der modalen Parameter gegenüber einer zunehmenden Steifigkeitsreduzierung wird durch experimentelle Bauteilversuche untersucht. Zusätzlich werden Auswirkungen einer Verstärkung mit carbonfaserverstärkten Kunststofflamellen auf die modalen Parameter unter Laborbedingungen und an ertüchtigten Fußgängerbrücken analysiert. Die Eignung der verwendeten Beschleunigungssensoren wird durch Vergleichsmessungen mit zwei weiteren Sensorsystemen belegt. Abschließend erfolgt der Eignungstest des entwickelten Messsystems unter realen Bedingungen im Rahmen von In-situ-Messungen an zwei Fußgängerbrücken und einer Straßenverkehrsbrücke.
Es kann gezeigt werden, dass Bereiche mit veränderten Steifigkeitseigenschaften trotz Streuungen der modalen Parameter durch zeitlich und räumlich veränderliche Betriebslasten und das

inkonstante Temperaturfeld in Brücken zuverlässig lokalisiert werden können. Die Kombination von vier verschiedenen Schadensidentifikationsverfahren, basierend auf den Eigenfrequenzen und Eigenformen, ermöglicht die Detektion und Lokalisierung von Schäden unabhängig vom statischen System. Die Eigenformen sind im Gegensatz zu den Eigenfrequenzen nicht sensitiv gegenüber äußeren Einflussfaktoren. Für die korrekte Schätzung der Eigenformen ist eine optimal auf das Bauwerk abgestimmte Messkette unabdingbar. Grundvoraussetzungen für den Erfolg eines modalbasierten Monitorings sind eine hochpräzise Synchronisation, eine ausreichende Signallänge sowie eine sinnvolle Anzahl und Positionierung der Sensoren. Das Ergebnis dieser Arbeit ist ein ganzheitliches Konzept und ein kabelloses Messsystem, dessen Eignung im Rahmen der Bauteilversuche sowie In-situ-Messungen belegt werden konnte. Dieses Messsystem kann als Ergänzung zu den visuellen Brückenprüfungen verwendet werden. Es ermöglicht die objektive Zustandsbewertung von Neubauten, Bestandsbrücken sowie ertüchtigten Brückenbauwerken entweder in Langzeitmessungen oder periodischen Kurzzeitmessungen.

Abstract

Bridges are key components of infrastructure networks, which are the basic prerequisite for a prospering economy. There is a great need for modernization and upgrading of the bridge stock in Germany due to the age structure and the increased cargo traffic, which was not forecasted accordingly. To schedule required maintenance thorough knowledge of the current bridge condition is of high interest. Presently, bridge structures are monitored by expert engineers by performing regular visual manual inspections. This monitoring approach is time and cost intensive. Also, the quality and outcome are highly influenced by the engineer's experience. In contrast, monitoring systems enable objective evaluation of bridge condition based on measurements.

This work develops a modal-based monitoring system which can complement the subjectively influenced visual inspection with an objective sensor-based monitoring. Based on the modal parameters, natural frequencies and mode shapes, damage associated with stiffness changes can be detected and localized. This approach enables early damage identification and particularly the localization of damage in non-accessible areas of a bridge. Natural frequencies and mode shapes are global parameters that allow identification of damage without prior knowledge of its existence and location. The estimation of modal parameters is performed using the *Operational Modal Analysis* framework. Modal-based monitoring enables a change in strategy from a reactive condition-based to a predictive maintenance approach. Accordingly, a more economical, reliable, and ecological life cycle management of bridge structures can be achieved.

Influential factors for modal-based monitoring are investigated separately, for the vibration behavior of the structure and for the measuring chain. The performed numerical investigations allow the definition of the requirement criteria for the measuring system, considering the characteristic influencing factors of the operational loads from pedestrian and road traffic as well as from synchronization of the sensors. The sensitivity of the modal parameters to an increasing stiffness reduction is investigated via experimental component tests. Additionally, effects of a reinforcement with carbon fiber reinforced polymer laminates on the modal parameters are analyzed under laboratory conditions and on strengthened pedestrian bridges. The suitability of the utilized acceleration sensors is verified by comparative measurements against two other sensor systems. Finally, the suitability of the developed measuring system is tested under real-world conditions via in-situ measurements on two pedestrian bridges and one road bridge.

Areas with altered stiffness properties can be reliably localized, despite scattering of modal parameters due to temporally and spatially variable operating loads and the inconstant temperature field in bridges. The combination of four different damage identification methods, based on the natural frequencies and mode shapes, enables the detection and localization of damage independently of the static system. In contrast to natural frequencies, mode shapes are not sensitive to external influencing factors. For the correct estimation of the mode shapes a measuring

chain that is perfectly adjusted to the structure is essential. Basic requirements for the success of modal-based monitoring are high-precision synchronization, sufficient signal length, and a reasonable number and positioning of sensors. The result of this work is a holistic concept and a wireless measuring system. Its suitability was successfully proven during component tests and in-situ measurements. This measuring system can be used as a complementary approach to visual bridge inspections. It enables the objective condition assessment of new constructions, existing bridges as well as strengthened bridge structures either in long-term measurements or periodic short-term measurements.

Symbol- und Abkürzungsverzeichnis

Griechische Buchstaben

Symbol	Bedeutung
α	Parameter der Schadensfunktion: prozentuale Angabe des minimal verbleibenden E-Moduls; Penalty-Faktor für die geglättete Neigung
α_j	dynamischer Lastfaktor der j-ten Harmonischen
α_n	Massennormierungsfaktor
$\alpha_r^{j\rightarrow k}$	Skalierungsfaktor
α_R	Gewichtungsfaktor der Rayleigh-Dämpfung
β_1	Parameter der Schadensfunktion: räumliche Ausbreitung des Schadens links vom Ort der maximalen Schädigung
β_2	Parameter der Schadensfunktion: räumliche Ausbreitung des Schadens rechts vom Ort der maximalen Schädigung
β_{ij}	Schadensindikator
β	Penalty-Faktor für die geglättete Krümmung
β_N	Integrationsparameter Newmark-beta-Verfahren
β_R	Gewichtungsfaktor der Rayleigh-Dämpfung
β_S	superponierter Schadensindex (Schadensindex-Methode)
β_{si}	Schadensindex der Mode i (Schadensindex-Methode)
Δt	zeitliche Diskretisierung
ϵ_c	Dehnung des Betons bei Erreichen der maximalen Druckfestigkeit des Betons
ϵ_{cu}	Bruchdehnung des Betons
ϵ_k	Emissions- bzw. Absorptionsvermögen des Bauteils gegenüber kurzwelliger Strahlung
γ	Parameter der Schadensfunktion: Ort der maximalen Schädigung
γ_N	Integrationsparameter Newmark-beta-Verfahren
$\mathbf{\Gamma}_i$	Kontrollierbarkeitsmatrix
κ	Krümmung
ν	Verschiebung
ϕ	Eigenform
φ_j	Phasenverschiebung der j-ten Harmonischen

$\mathbf{\Phi}$	Modalmatrix
ψ	Neigung; Waveletfunktion
ρ	Bewehrungsgrad
σ	Standardabweichung der Grundgesamtheit
σ_1	erster Singulärwert
σ_c	Druckspannung des Betons
$\sigma_{c,max}$	maximale Druckspannung des Betons
σ_{ct}	Zugspannung des Betons
$\mathbf{\Sigma}$	Diagonalmatrix der Singulärwerte
$\mathbf{\Sigma}_1$	Untermatrix von $\mathbf{\Sigma}$, die die singulären Werte ungleich Null enthält
ϑ	Temperatur
Θ_s	Nickbewegung der gefederten Masse m_s
ω	Eigenwert, Eigenkreisfrequenz
$\mathbf{\Omega}$	Diagonalmatrix der Eigenwerte
ξ	Dämpfungsmaß

Lateinische Buchstaben

A	Querschnittsfläche; Zustandsmatrix
b	Breite
$c_{s,1}$	Dämpfungskonstante des viskosen Dämpfers der Vorderachse, der die gefederte Masse m_s mit der ungefederten Masse $m_{u,1}$ verbindet
$c_{s,2}$	Dämpfungskonstante des viskosen Dämpfers der Hinterachse, der die gefederte Masse m_s mit der ungefederten Masse $m_{u,2}$ verbindet
$\mathbf{C}$	Dämpfungsmatrix; Output-Matrix
d_{ij}	Abstand zwischen zwei Moden i und j
D	dynamischer Bereich eines Sensors
D_1	Abstand der Vorderachse des HFM-Systems zum Schwerpunkt o_s der gefederten Masse m_s
D_2	Abstand der Hinterachse des HFM-Systems zum Schwerpunkt o_s der gefederten Masse m_s
E	E-Modul
$E_A(\vartheta)$	temperaturabhängiger E-Modul des Asphalts
E_{cm}	mittlerer Sekantenmodul des Betons
$E_c(\vartheta)$	temperaturabhängiger E-Modul des Betons
$E_s(\vartheta)$	temperaturabhängiger E-Modul des Stahls
$E_{s,20\,°C}$	E-Modul des Stahls bei 20 °C
$\mathbf{f}$	Kraftvektor
f	Eigenfrequenz
f_c	maximale Druckfestigkeit des Betons

f_{ct}	Zugfestigkeit des Betons
f_{max}	maximal erfassbare Frequenz
f_N	Nyquist-Frequenz
$f_{p0,1}$	technische Streckgrenze des Spannstahls
$f_{p0,2}$	Spannstahlspannung bei 0,2 % bleibender Dehnung
$f_P(t)$	kontinuierliche vertikale Kraft infolge eines gesunden gehenden Menschens
f_R	ambiente Rauschanregung
f_s	Abtastrate
f_{st}	Schrittfrequenz
f_t	Zugfestigkeit des Betonstahls
f_y	Streckgrenze des Betonstahls
F	Zylinderkraft
g	Erdbeschleunigung
$\mathbf{G}$	Leistungsdichtespektrum-Matrix; *Next State Output Covariance*-Matrix
h	Höhe
$\mathbf{h}(\xi)$	Hermitesche Polynome
$H_{io}(\omega)$	Übertragungsfunktion
I	Flächenträgheitsmoment
$\mathbf{I}$	Einheitsmatrix
I_{diff}	diffuser Anteil der extraterrestrischen Strahlung
I_{dir}	direkter Anteil der extraterrestrischen Strahlung
I_s	Massenträgheitsmoment der gefederten Masse m_s des HFM-Systems
k_B	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung des Bewölkungsgrades
$k_{s,1}$	Federsteifigkeit der linearen Feder der Vorderachse, die die gefederte Masse m_s mit der ungefederten Masse $m_{u,1}$ verbindet
$k_{s,2}$	Federsteifigkeit der linearen Feder der Hinterachse, die die gefederte Masse m_s mit der ungefederten Masse $m_{u,2}$ verbindet
$k_{u,1}$	Federsteifigkeit der linearen Feder der Vorderachse, die die ungefederte Masse $m_{u,1}$ mit dem Bernoulli-Balken verbindet
$k_{u,2}$	Federsteifigkeit der linearen Feder der Hinterachse, die die ungefederte Masse $m_{u,2}$ mit dem Bernoulli-Balken verbindet
$\mathbf{K}$	Steifigkeitsmatrix
l	Länge
L	Länge

m	Masse
$\overline{m}$	längenbezogene Masse
m_P	Fußgängermasse
m_s	gefederte Masse des HFM-Systems
$m_{u,1}$	ungefederte Masse der Vorderachse des HFM-Systems
$m_{u,2}$	ungefederte Masse der Hinterachse des HFM-Systems
$\mathbf{M}$	Massenmatrix
M_{cr}	Rissmoment
n_0	Ortsfrequenz
n_1	Parameter der Schadensfunktion: Beschreibung des Verlaufs des E-Moduls zwischen dem ungeschädigten Zustand und links vom Ort der maximalen Schädigung
n_2	Parameter der Schadensfunktion: Beschreibung des Verlaufs des E-Moduls zwischen dem ungeschädigten Zustand und rechts vom Ort der maximalen Schädigung
n_{max}	maximale theoretische Abtast-Raumfrequenz
$n_{P,i}$	zusätzlicher Freiheitsgrad des Fußgängers P_i
N	Freiheitsgrade des reinen Bernoulli-Balkens; Anzahl der finiten Elemente
N_0	Anzahl der gemessenen Antwortschwingungen pro Messaufbau
N_{BS}	Anzahl der beweglichen Sensoren
N_{MA}	Anzahl der Messaufbauten
N_{RS}	Anzahl der Referenzsensoren
o_s	Schwerpunkt der gefederten Masse m_s des HFM-Systems
$\mathbf{O}_i$	Beobachtbarkeitsmatrix
$\mathbf{p}(t)$	Vektor der modalen Koordinaten
$\dot{Q}_{global}$	Globalstrahlung
$r(x)$	Straßenrauigkeitsprofil nach ISO 8608 (2016-11)
$\mathbf{R}$	Korrelationsmatrix
$\mathbf{R}_i$	erwartungstreue Schätzung der Ausgangs-Kovarianz-Matrix zum Zeitversatz i
s	Skalierungsparameter; Standardabweichung der Stichprobe
$\mathbf{T}_{i\|j}$	Block-Toeplitz-Matrix deren Einträge in der ersten Zeile Korrelationen sind, die bei Zeitverzögerungen von i bis j ausgewertet werden
u	Translationsparameter; unverstärkt
$\mathbf{u}_1$	erster Singulärvektor
u_m	Betonfeuchte in Massenprozent

U	modale Verzerrungsenergie
$\mathbf{U}$	Matrix der linken Singulärvektoren
$\mathbf{V}$	Matrix der rechten Singulärvektoren
w_t	Prozessrauschen
W	Formänderungsenergie
v	verstärkt
v_t	Messrauschen
x	Laufkoordinate
$\mathbf{x}_t$	Zustandsvektor
$x(t)$	Zeitsignal
$\mathbf{x}$	Wegvektor
$\dot{\mathbf{x}}$	Geschwindigkeitsvektor
$\ddot{\mathbf{x}}$	Beschleunigungsvektor
$\overline{x}$	Mittelwert
$X(\omega)$	Fourier-Transformation des Zeitsignals $x(t)$
$y_{P,i}$	Verschiebung der Fußgängermasse $m_{P,i}$
y_S	vertikale Verschiebung der gefederten Masse m_s des HFM-Systems
Z_s	normierter Schadensindex

Indizes

B	Bernoulli-Balken
c	Concrete (Beton)
Δ	Differenz
e	Elementlänge
erw	erweitert
g	geschädigt
MA	*Mixed-Approach (v2)*
$N.A.$	Nulllinienanpassung
$norm$	normiert
p	Fußgänger
StB	Stahlbeton
sum	Summe
u	ungeschädigt

Abkürzungen

ACS-SSI	*Averaged Correlation-Signal based Stochastic Subspace Identification*
AD-Wandler	Analog-Digital-Wandler
AiF	Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen
AMT	Automated Modal Tracking (deutsch: automatisiertes modales Verfolgungsverfahren)
B	Versuchsbalken; Bundesstraße
BAB	Bundesautobahn
BE	Belastungsstufe
BL-Brücke	Brücke an der Blohnstraße
BS	beweglicher Sensor
CFK	carbonfaserverstärkter Kunststoff
CWT	*Continuous Wavelet Transform* (deutsch: kontinuierliche Wavelet-Transformation)
CoS-SSI	*Correlation Signal Subset-based Stochastic Subspace Identification*
CoV-SSI	*Covariance-Driven Stochastic Subspace Identification*
Data-SSI	*Data-Driven Stochastic Subspace Identification*
EMA	*Experimental Modal Analysis* (deutsch: experimentelle Modalanalyse)
EN	Entlastungsstufe
FDD	*Frequency Domain Decomposition*
FE	Finite-Elemente
FFT	Fast-Fourier-Transformation
FHG	Freiheitsgrad
FOS	faseroptischer Sensor
FTSP	*Flooding Time Synchronization Protocol*
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
HFM	Halb-Fahrzeug-Modell
IWA	induktiver Wegaufnehmer
LA-Brücke	Brücke an der Linkenheimer-Allee
MAC	*Modal Assurance Criterion*
MEMS	mikro-elektro-mechanisches System
MFD	Masse-Feder-Dämpfer
MPA	Materialprüfungs- und Forschungsanstalt
MPV	Multipoint Vibrometer
MSI	Mensch-Struktur-Interaktion
NTP	*Network Time Protocol*
O.A.	Ostachse
OMA	*Operational Modal Analysis*

PoGER	*Post Global Estimation Re-Scaling*
PoSER	*Post Separation Estimation Re-Scaling*
PPS	Puls-Pro-Sekunde
PreGER	*Pre Global Estimation Re-Scaling*
PSD	*Power Spectral Density* (deutsch: Leistungsdichtespektrum)
RI-EBW-PRÜF	„Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076“
RMS	quadratischer Mittelwert
RS	Referenzsensor
RWA-Brücke	Brücke an der Richard-Willstätter-Allee
RZ	Referenzzustand
SHM	*Structural Health Monitoring*
SIM	Schadensindex-Methode
Slw	Schwerlastwagen
SNR	*signal to noise ratio* (Signal-Rausch-Verhältnis)
SQL	*Structured Query Language*
SSI	*Stochastic Subspace Identification*
SVD	Singulärwertzerlegung
Sync00	synchrone Messung
Sync11 bis Sync15	Berücksichtigung eines zeitlichen Versatzes eines Sensors von ± 1 bis 5 Datensamples
Sync21 bis Sync25	Berücksichtigung eines zeitlichen Versatzes aller Sensoren von ± 1 bis 5 Datensamples
UG	ungeschädigter Referenzzustand
ÜKO	Übergangskonstruktion
VZ	Vergleichszustand
W.A.	Westachse
ZIM	Zentrales Innovationsprogramm Mittelstand
ZTV-K 80	„Zusätzliche technische Vorschriften für Kunstbauten Einführung 1980“

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung und Motivation

Eine leistungsfähige Infrastruktur ist Grundvoraussetzung für eine florierende Wirtschaft und den Wohlstand in Deutschland. Das Fernstraßennetz Deutschlands ist das dichteste Europas und weist die höchste Verkehrsleistung auf. Deutschland ist zudem das größte Transitland der Europäischen Union. 70 % des Güterverkehrs und 85 % des Personenverkehrs werden in Deutschland über die Straße abgewickelt [9]. Brücken stellen einen Schlüsselbestandteil des Infrastrukturnetzes dar. Die Erhaltung des Brückenbestandes ist essenziell für die Sicherheit der Bevölkerung. Darüber hinaus stellen Brückenbauwerke mit über 75 Mrd. Euro (Stand 01.09.2018) das größte Anlagevermögen des Bundes dar [18]. Nutzungseinschränkungen oder gar Einstürze führen zu hohen volkswirtschaftlichen Folgekosten und steigenden ökologischen Belastungen. Diese Arbeit leistet einen Beitrag zur Entwicklung eines modalbasierten Monitoringsystems zur Früherkennung von Schäden in Brückenüberbauten und somit für eine präventive, zustandsbasierte Instandhaltungsstrategie als Ergänzung zur reaktiven und visuellen Inspektion.

1.1 Motivation

Der Großteil der Brücken in Deutschland wurde im Rahmen des Wirtschaftsaufschwungs nach dem Zweiten Weltkrieg erbaut. Aufgrund der Altersstruktur der Brücken, des signifikant gestiegenen Anteils des Schwerlastverkehrs sowie des Investitionsstaus und der hohen Auslastung des Bausektors kommt es zu einer zunehmenden Verschlechterung der Brückenzustände. [16] Hinsichtlich der Erhaltungsplanung von Brücken ist eine fundierte Kenntnis ihres tatsächlichen Zustandes von hohem Interesse.
Nach aktuellem Stand der Technik werden die Brückenbauwerke in Deutschland gemäß der DIN 1076 „Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen - Überwachung und Prüfung“ [32] in einem Abstand von drei bzw. sechs Jahren visuell durch fachkundige Ingenieure überprüft. Diese visuellen und handnahen Überwachungen sind zeit- und kostenintensiv. Sie erfordern häufig eine teilweise oder vollständige Sperrung von Fahrspuren und Gehsteigen für den Einsatz von Brückenbesichtigungsgeräten. Darüber hinaus zeigen Studien, dass die Qualität und die Ergebnisse dieser Prüfungen in hohem Maße vom Erfahrungsschatz des Ingenieurs abhängig sind. [94]
Im Zeitraum von 2005 bis 2018 kam es in Europa und den USA zu ca. 50 Brückeneinstürzen aufgrund von Verschleiß, Ermüdungsversagen bzw. Degradation. Damit einhergehend sind 100 Todesopfer zu beklagen. Die Brückeneinstürze führten zu Kosten in Höhe von 20 Milliarden USD [94].

Am 14. August 2018 stürzte das Polcevera-Viadukt in Genua in Norditalien ein. Die im Jahr 1963 erbaute Brücke gehörte zur strategischen Infrastruktur Italiens und verband den Flughafen und den Hafen mit der Stadt Genua sowie Norditalien mit Frankreich. 43 Menschen verloren ihr Leben und hunderte Anwohner mussten ihre Wohnungen aufgrund der Einsturzgefahr verlassen [27]. Die ortsansässigen Unternehmen waren vom Straßenverkehrsnetz weitestgehend abgeschnitten bzw. ausschließlich durch kilometerweite Umwege erreichbar. Der wirtschaftliche Schaden dieser Unternehmen wurde auf mehr als 400 Mio. Euro geschätzt [90]. Nicht zu vernachlässigen ist der nicht bezifferbare Vertrauensverlust der Bevölkerung in die Sicherheit der italienischen Infrastruktur. Nach aktuellem Untersuchungsstand deutet alles auf eine Kombination mehrerer Faktoren hin, die Designmängel und Ausführungsfehler beinhalten. Die bisherigen Hypothesen hinsichtlich der Ursache für das Versagen der Schrägseile stimmen jedoch in einem Punkt überein: eine unzureichende Wartung begünstigte diese Katastrophe. [27, 95]
Monitoringmaßnahmen ermöglichen den Übergang von einer reaktiven zustandsabhängigen zu einer prädiktiven Erhaltungsstrategie. Dies erlaubt eine wirtschaftlichere, zuverlässigere und ökologischere Lebenszyklusplanung von Brückenbauwerken [1]. Diese Monitoringkonzepte reichen von der Überwachung statischer Parameter, wie beispielsweise Dehnungen oder Verformungen, bis hin zur lokalen Erfassung der Chloridbelastung oder des Feuchtegehaltes der Struktur. Das modalbasierte Monitoring stellt eine der vielversprechendsten Möglichkeiten zur ganzheitlichen Überwachung einer Struktur dar. Die modalen Parameter, Eigenfrequenzen und Eigenformen, sind globale Parameter und stehen in direktem Zusammenhang mit den physikalischen Eigenschaften, Steifigkeit und Masse, einer Struktur. Unter der Annahme, dass Schädigungsprozesse mit Steifigkeitsänderungen einhergehen, können Veränderungen der modalen Parameter als Schadensindikator herangezogen werden. Zu den größten Vorteilen des modalbasierten Monitorings zählt die Fähigkeit, Schäden an unzugänglichen Orten der Brückenkonstruktion lokalisieren und die Messung unabhängig vom Schadensort durchführen zu können. Durch die Nutzung der *Operational Modal Analysis*-Verfahren (OMA-Verfahren) können die modalen Parameter ohne Einschränkungen des fließenden Verkehrs geschätzt werden. Die Forschung in diesem Fachbereich reicht in die 1960er Jahre zurück. Die rasante Entwicklung der Sensortechnologie, der Prozessoren sowie Lösungen für die Übertragung und Verarbeitung von großen Datenmengen in den letzten Jahren ermöglichen jedoch erst heute die wirtschaftliche Anwendung des modalbasierten Monitorings. Die hochpräzise Datenerfassung und echtzeitnahe Datenanalyse können hierbei als Paradigmenwechsel angesehen werden.
Neben Instandsetzungsarbeiten nimmt der Anteil von Ertüchtigungsarbeiten an Brückenbauwerken in den vergangenen Jahren zu. Der Finanzbedarf für Brücken des Brückenmodernisierungsnetzes werden auf 10 bis 12 Mrd. Euro bis zum Jahr 2030 geschätzt [18]. Für die Modernisierung der restlichen Brücken im Bundesfernstraßennetz wird mit vergleichbaren Investitionssummen gerechnet [18]. Die Ergebnisse eines modalbasierten Brückenmonitorings können neben der Möglichkeit zur Identifikation von Schäden zur Priorisierung von Erhaltungsmaßnahmen beitragen. Der damit verbundene Wissensgewinn ermöglicht eine präventive bzw. zustandsbestimmte Instandhaltungsstrategie, die eine Verlängerung der Lebensdauer von Brückenbauwerken und damit verbunden eine Ressourcenschonung und Einsparungen von CO_2-Emissionen gestattet. [134]

1.2 Zielsetzung

Das Ziel dieser Arbeit ist die Entwicklung eines ganzheitlichen Konzeptes für das modalbasierte Monitoring von Brückenüberbauten zur Früherkennung von Schäden. Dies umfasst die Konzeptionierung der Messung, die Datenverarbeitung sowie deren Analyse und Bewertung. Das zu entwickelnde kabellose Monitoringsystem soll eine nahezu Echtzeitüberwachung von Brücken ermöglichen. Das Ziel ist eine Ergänzung der subjektiv beeinflussten visuellen Brückenprüfungen nach DIN 1076 [32] durch ein objektives Verfahren, welches darüber hinaus die Früherkennung von oberflächlich noch nicht sichtbaren Schäden ermöglicht. Ein weiteres Ziel ist die Detektion und Lokalisierung von Schäden in nicht zugänglichen Bereichen, wie z.B. den Stützbereichen von Brücken. Das Monitoringsystem soll ohne Beeinträchtigung des fließenden Verkehrs und ohne schädigende Eingriffe in die Struktur eingesetzt werden können. Das Hauptaugenmerk wurde dabei auf zwei Faktoren gelegt: die Messkette sowie die Sensitivität der modalen Parameter gegenüber strukturellen und äußeren Einflussfaktoren. Aufgrund der unterschiedlichen Fachdisziplinen betrachteten bisherige Arbeiten diese beiden Faktoren getrennt voneinander. Elektrotechnik und Informatik befassen sich mit der Entwicklung der Sensortechnik sowie der kabellosen Datenübertragung, wohingegen sich Bauingenieure mit der Sensitivität der modalen Parameter in Abhängigkeit der strukturellen Eigenschaften beschäftigen. Für den Aufbau eines wirtschaftlichen und zuverlässigen modalbasierten Monitoringsystems ist eine ganzheitliche Betrachtung erforderlich. Die korrekte Erfassung der Antwortschwingungen der Struktur ist daher die Grundlage für eine präzise Schätzung der modalen Parameter und die daran anschließende erfolgreiche Anwendung von Schadenslokalisierungsverfahren. Eine besondere Herausforderung besteht in der Abgrenzung der Veränderungen der modalen Parameter infolge struktureller Steifigkeitsänderungen von jenen resultierend aus anderweitigen Einflüssen wie z.B. der Betriebslasten. Dabei sollen durch den Einsatz der OMA-Verfahren notwendige Einschränkungen des Verkehrs vermieden werden. Das Ziel ist die systematische Untersuchung der Einflussfaktoren auf das modalbasierte Brückenmonitoring und die Erarbeitung eines Konzeptes, welches für die unterschiedlichsten Brückenstrukturen in Abhängigkeit ihres statischen Systems angewendet werden kann. Darüber hinaus soll das Monitoringsystem für die Überwachung von Bestandsbrücken sowie für Neubauten geeignet sein. Infolge des zunehmenden Anteils an ertüchtigten Bestandsbrücken soll zusätzlich die Einsatzmöglichkeit des modalbasierten Monitorings für die Bewertung und Überwachung von ertüchtigten Brücken untersucht werden.

1.3 Aufbau der Arbeit

Das **Kapitel 2** bietet eine Einführung in die Thematik und erläutert die Grundlagen. Ausgehend vom Schwingungsverhalten von Brückenstrukturen werden die hierfür relevanten Einflussfaktoren identifiziert. Hierzu zählen das Materialverhalten der Verbundwerkstoffe Stahl- und Spannbeton, der Temperatureinfluss auf die modalen Parameter sowie die typischen Schadensbilder an Brückenbauwerken. In diesem Zusammenhang wird der Stand der Technik der

visuellen Brückenprüfung nach DIN 1076 [32] vorgestellt. Das Konzept des modalbasierten Monitorings wird daran anschließend aufgezeigt, einschließlich der untersuchten Schadensidentifikationsverfahren. Die OMA-Verfahren sowie die einhergehenden Herausforderungen einer automatisierten Schätzung der modalen Parameter werden dargestellt. Weiterhin erfolgt die Vorstellung der verwendeten Messtechnik sowie der relevanten Aspekte des Messkonzeptes. Besonderes Augenmerk wird auf die untersuchten Sensorsysteme, die Synchronisation sowie die Sensorpositionierung gelegt.
Aufbauend auf diesen Erläuterungen werden in **Kapitel 3** die eigenen numerischen Untersuchungen vorgestellt. Zunächst wird das numerische Modell des Brückenüberbaus sowie die Simulation von Schadensbildern und einer unvollständigen Synchronisation erläutert. Daran anschließend erfolgt die Vorstellung der Modellierung der Betriebslasten für den Fußgänger- und Straßenverkehr. Für die Untersuchungen werden die Einflussfaktoren der Messkette und des Schwingungsverhaltens der Struktur berücksichtigt. Die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen werden im Anschluss getrennt für die einzelnen Untersuchungsparameter aufgezeigt.
In **Kapitel 4** wird die Grundidee des entwickelten modalbasierten Monitoringsystems erläutert. Zunächst erfolgt ein Überblick über die in der gesichteten Literatur dargestellten bisherigen experimentellen Untersuchungen sowie In-situ-Messungen (Stand der Technik und Forschung) und deren Analyse. Basierend auf den Optimierungspotenzialen der derzeitigen Systeme und den Erkenntnissen der eigenen numerischen Untersuchungen werden die Anforderungen an das entwickelte Monitoringsystem **DiaBriS** - **Dia**gnostic **Bri**dge **S**ystem definiert. Dieses Monitoringsystem wurde in Zusammenarbeit mit der Firma SEMEX-EngCon GmbH [111] entwickelt. Die Herstellung der Hardware sowie die Softwareentwicklung zur Erfassung und Übertragung der Messdaten erfolgte durch die Firma SEMEX-EngCon GmbH und wurde für die in dieser Arbeit vorgestellten Messungen zur Verfügung gestellt. Die Definition der Anforderungskriterien sowie die Konzeptionierung, Durchführung und Auswertung der Messungen oblagen der Autorin.
In **Kapitel 5** wird die Sensitivität der modalen Parameter hinsichtlich einer kontinuierlich zunehmenden Rissbildung auf Bauteilebene auf Basis experimenteller Messergebnisse analysiert. Weiterhin wird die Eignung der in **DiaBriS** eingesetzten kostengünstigen MEMS (mikroelektro-mechanisches System)-Sensoren im Vergleich zu einem Multipoint Vibrometer überprüft. Zusätzlich wird der Einfluss eines Verstärkungssystems, basierend auf carbonfaserverstärkten Kunststofflamellen (CFK-Lamellen), auf die modalbasierte Schadensanalyse aufgezeigt.
In **Kapitel 6** wird die Übertragbarkeit der Erkenntnisse aus den numerischen Untersuchungen sowie den Bauteilversuchen auf Brückenbauwerke dargestellt. Das entwickelte Messsystem wird an zwei Fußgängerbrücken sowie einer Straßenverkehrsbrücke empirisch erprobt. Die hohe Relevanz der Messkette sowie die Eignung der modalen Parameter zur Schadensidentifikation sowie Beurteilung von Ertüchtigungsmaßnahmen kann erfolgreich aufgezeigt werden.
Die Arbeit schließt mit einer Zusammenfassung und den wichtigsten Erkenntnissen für das modalbasierte Monitoring von Brückenbauwerken. Abbildung 1.1 veranschaulicht den Aufbau der Arbeit.
In der gesamten Arbeit werden englische Fachbegriffe, für die es keine deutschen Übersetzungen gibt, übernommen und in *kursiver Schrift* gekennzeichnet.

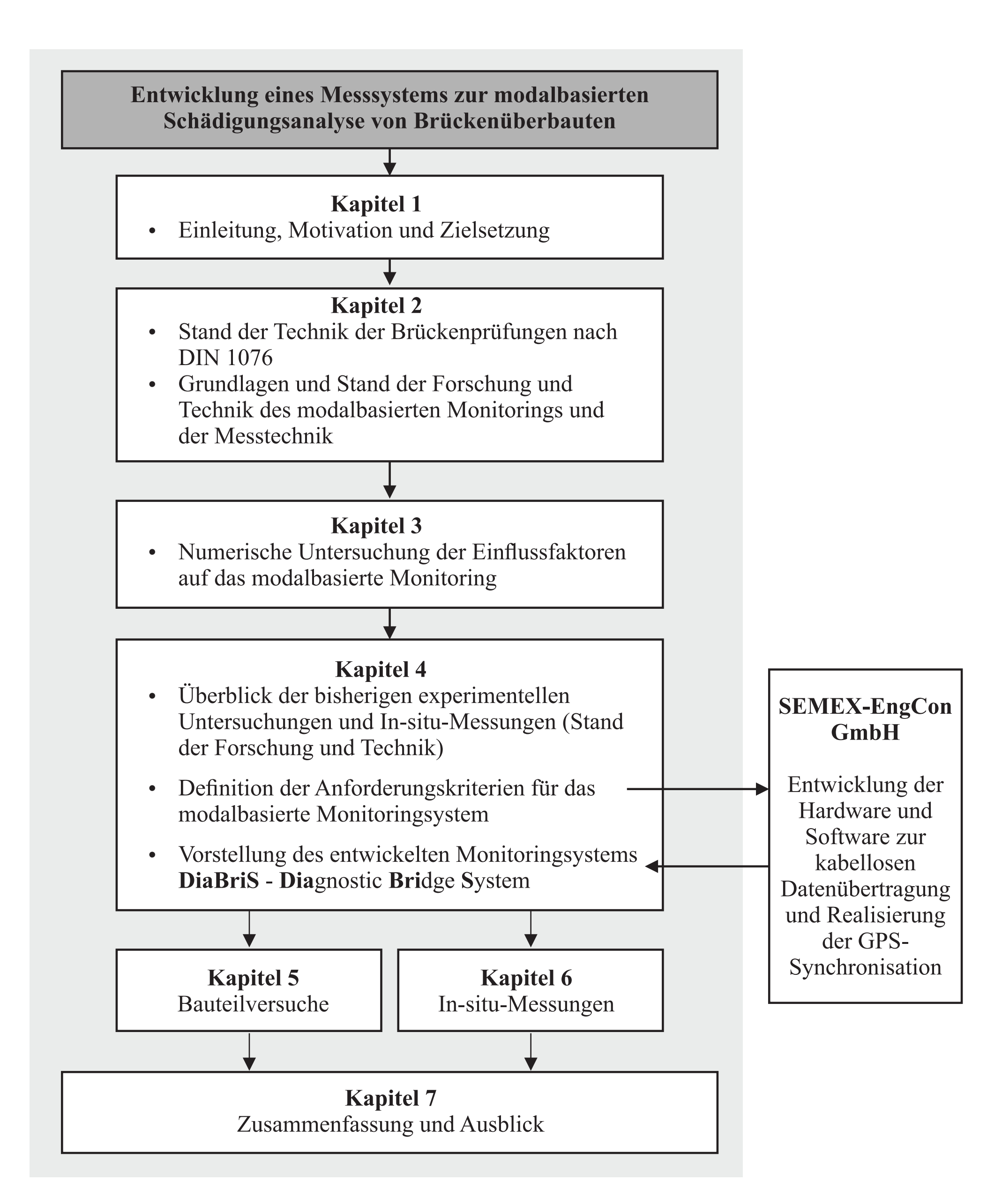


Abbildung 1.1: Aufbau der Arbeit

2 Grundlagen

In diesem Kapitel erfolgt zunächst die Beschreibung des Schwingungsverhaltens von Brückenstrukturen. Die Einflussfaktoren auf die modalbasierte Schadensidentifikation sowie die Relevanz der Messkette werden aufgezeigt. In den Abschnitten 2.1.1 bis 2.1.6 werden die Grundlagen der materialspezifischen Eigenschaften des Stahl- und Spannbetons, sowie die klimatischen Einflüsse auf das Materialverhalten und die typischen Schadensbilder bei Stahl- und Spannbetonbrücken dargestellt. Die Theorie der OMA-Verfahren und die eingesetzten modalbasierten Schadensidentifikationsverfahren werden in Abschnitt 2.2 erläutert. In Abschnitt 2.3 werden die wesentlichen Aspekte der Messkette und der Sensorpositionierung vorgestellt.

2.1 Schwingungsverhalten von Brückenstrukturen

Brückenbauwerke sind im Laufe ihrer Nutzung neben statischen auch dynamischen Belastungen ausgesetzt. Abbildung 2.1 zeigt die Darstellung einer Brückenstruktur als dynamisches System. Dieses wird durch *Eingangsgrößen* belastet und antwortet mit bestimmten *Ausgangsgrößen*.



Abbildung 2.1: Darstellung einer Brücke als dynamisches System

Übertragen auf eine Brücke stellen die Eingangsgrößen die dynamischen Belastungen z.B. infolge von Verkehr und Wind dar. Die Ausgangsgrößen stehen für die Antwortschwingungen der Brücke in Form von Beschleunigungen, Geschwindigkeiten beziehungsweise Verformungen. Abhängig von den Eingangsgrößen und den inneren Zustandsgrößen des Systems, die den physikalischen Eigenschaften Masse, Steifigkeit und Dämpfung entsprechen sowie den Erregungskräften, ergeben sich die Ausgangsgrößen. Das dynamische Verhalten kann mithilfe der Bewegungsdifferentialgleichung beschrieben werden:

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K} \cdot \mathbf{x} = \mathbf{f} \tag{2.1}$$

Die physikalischen Eigenschaften des dynamischen Systems, werden durch die Massen- $\mathbf{M}$, Steifigkeits- $\mathbf{K}$ und Dämpfungsmatrix $\mathbf{C}$ abgebildet. Die Eingangsgrößen werden im Fall von

Kräften über den Kraftvektor $\mathbf{f}$ ausgedrückt. Abhängig von der Art der Eingangsgröße kann diese zusätzliche Massen-, Steifigkeits- und Dämpfungsanteile in das Gesamtsystem einbringen. Die Ausgangsgrößen werden über die Beschleunigungs- $\ddot{\mathbf{x}}$, Geschwindigkeits- $\dot{\mathbf{x}}$ und Wegvektoren $\mathbf{x}$ dargestellt. Dies sind die physikalischen Größen, die messtechnisch erfasst werden können. Neben der Untersuchung des dynamischen Verhaltens im Zeitbereich können die dynamischen Eigenschaften eines Systems mithilfe der Modalanalyse im Frequenzbereich analysiert werden. Diese modalen Eigenschaften einer Struktur werden über die Eigenfrequenzen, Eigenformen und die modale Dämpfung charakterisiert. Basierend auf den Antwortschwingungen des Systems können die modalen Parameter geschätzt werden. Sie stehen in direktem Zusammenhang zu den physikalischen Eigenschaften einer Struktur. Übertragen auf Brückenbauwerke in Massivbauweise ergeben sich sechs wesentliche Einflussfaktoren, welche die physikalischen Eigenschaften und somit das Schwingungsverhalten der Struktur beeinflussen können. Die rechte Hälfte der Abbildung 2.2 zeigt diese Einflussfaktoren.

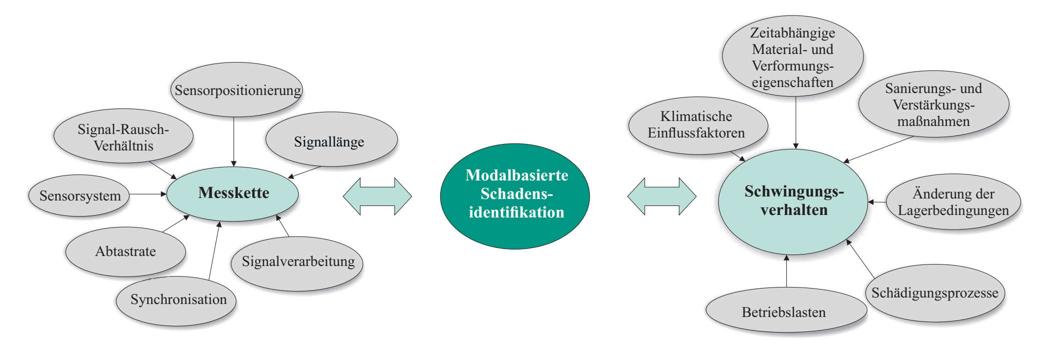


Abbildung 2.2: Einflussfaktoren auf die modalbasierte Schadensidentifikation nach [58]

Klimatische Bedingungen wie Lufttemperatur und Feuchtigkeit, zeitabhängige Material- und Verformungseigenschaften, Änderungen der Lagerungsbedingungen und Schädigungsprozesse gehen im Allgemeinen einher mit Steifigkeitsänderungen. Sanierungs- und Verstärkungsmaßnahmen können dagegen nicht nur die Steifigkeit des Systems beeinflussen, sondern darüber hinaus zusätzlich auch die Massenverhältnisse. Betriebslasten, wie z.B. Straßen- oder Fußgängerverkehr, beeinflussen des Weiteren die Dämpfungseigenschaften sowie die Erregungskräfte (Eingangsgrößen) des Gesamtsystems. Im Rahmen der modalbasierten Schadensidentifikation sind ausschließlich die durch Schäden hervorgerufenen Änderungen der modalen Parameter von Interesse. Die Herausforderung besteht in der Abgrenzung der einzelnen Einflussfaktoren, welche die modalen Parameter in unterschiedlicher Weise beeinflussen.
Des Weiteren entscheidet die messtechnische Erfassung der Antwortschwingungen der Struktur maßgeblich über die Qualität der geschätzten modalen Parameter und somit über den Erfolg der modalbasierten Schadensidentifikation. Die Einflussfaktoren auf die Messkette (s. Abbildung 2.2 links) sowie auf das Schwingungsverhalten der Struktur (s. Abbildung 2.2 rechts) sind für die erfolgreiche Durchführung einer modalbasierten Monitoringmaßnahme als gleichwertig anzusehen.

Im Rahmen dieser Arbeit werden die einzelnen Einflussfaktoren und deren Auswirkungen auf die modalen Parameter analysiert. Das Ziel ist die Abgrenzung der charakteristischen Änderungen der modalen Parameter infolge einer Schädigung von anderweitigen Einflussfaktoren.

2.1.1 Materialverhalten der Baustoffe des Stahl- und Spannbetons

In diesem Abschnitt wird das Materialverhalten der Einzelkomponenten der Verbundwerkstoffe Stahl- und Spannbeton erläutert. Das Materialverhalten ist grundlegend für das Verständnis des modalbasierten Monitorings.

Material- und Verformungsverhalten des Betons

Der Baustoff Beton besteht aus Zement, Betonzuschlag (Gesteinskörnung) und Wasser. Betonzusatzmittel sowie Zusatzstoffe können zur Beeinflussung besonderer Eigenschaften hinzugefügt werden. Aufgrund seiner Zusammensetzung ist Beton ein stark inhomogener Baustoff. Die Betrachtung der Materialeigenschaften des Betons ist auf drei verschiedenen hierarchischen Ebenen, der Mikro-, Meso- und Makroebene, möglich. Auf der Mikroebene wird ausschließlich die Struktur und die Eigenschaft des Zementsteines beschrieben. Auf der Mesoebene wird das Zusammenwirken des Zementsteines mit dem Zuschlag unter der Berücksichtigung von Poren und Mikrorissen betrachtet. Die Makroebene entspricht dagegen der Betrachtung auf Bauteilebene. Hierbei wird der Beton als homogener Baustoff angesehen, dessen Verhalten über Materialgesetze beschrieben werden kann. [133]
Die Betrachtung des Betons als Zweiphasensystem auf der Mesoebene ist hilfreich für das Verständnis des Tragverhaltens. Ausgehend von Normalbeton, weist der Zuschlag eine deutlich höhere Festigkeit als die Zementsteinmatrix auf. Die Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementsteinmatrix besitzt dagegen die geringste Zugfestigkeit. Äußerlich gleichmäßig aufgebrachte Druckspannungen verlaufen aufgrund der unterschiedlichen Festigkeiten und Steifigkeiten nicht gleichförmig. Diese werden vorrangig über die Zuschlagskörner abgetragen. Abbildung 2.3 zeigt die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons unter Druckbelastung, sowie die Entwicklung der Mikrorisse bei Betrachtung des Betons auf der Mesoebene. Infolge der entstehenden Querzugspannungen, ab einer Druckspannung von ca. 40 % der maximalen Druckfestigkeit f_c, kommt es zu Mikrorissen an den Kontaktflächen zwischen Zuschlagskorn und der Zementsteinmatrix. Bei Belastungssteigerung wachsen die Mikrorisse weiter an, bis sie sich zu Makrorissen um die Zuschlagskörner vereinen. Dies geht einher mit der Abnahme der Steifigkeit, bis die Makrorissbildung zur Auflockerung des Betongefüges und schließlich zum Bruch führt. Die Druckfestigkeit des Betons hängt maßgeblich von der Druckfestigkeit des Zementsteines ab. Diese wird wiederum von der Zementart und dem Wasserzementwert entscheidend beeinflusst. Aufgrund des fortlaufenden Hydratationsprozesses des Zementsteines nimmt die Festigkeit und die Steifigkeit des Betons in Abhängigkeit der Zeit zu. Moderne Betone sind so konzipiert, dass sich die Festigkeitsentwicklung asymptotisch einem Grenzwert nähert. [133]

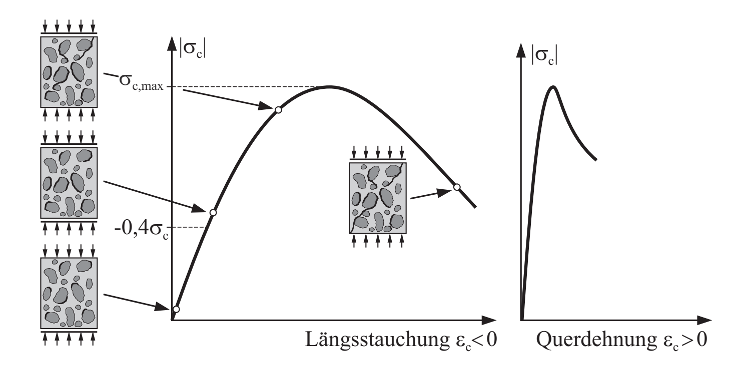


Abbildung 2.3: Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons sowie die Betrachtung der Struktur auf Mesoebene nach [133]

Die Zugfestigkeit des Betons f_{ct} ist im Vergleich zur Druckfestigkeit deutlich geringer (s. Abbildung 2.4), im Durchschnitt beträgt sie 10 % der maximalen Druckfestigkeit f_c. Das Materialverhalten kann bis circa 70 % der maximalen Zugfestigkeit σ_{ct} als annähernd linear-elastisch betrachtet werden. Bei weiterer Laststeigerung wachsen die Mikrorisse, die bereits im unbelasteten Beton vorhanden sind, weiter an und vereinigen sich in einem räumlich begrenzten Bereich, der Rissprozesszone, zu einem Makroriss. Bei Normalbeton verläuft dieser entlang der Zuschlagskörner. [133]

Abbildung 2.4 zeigt die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons im Zug- und Druckbereich. Der E-Modul des Betons E_{cm} ist definiert als die Tangentensteifigkeit der Spannungs-Dehnungs-Beziehung im Ursprung bzw. als Sekantenmodul durch den Ursprung und 40 % der maximalen Druckspannung $\sigma_{c,max}$. Der E-Modul ist abhängig von der Betondruckfestigkeit.

Das Schwinden, das Kriechen und die Relaxation führen zu einem zeitabhängigen Verformungsverhalten des Betons. Diese Prozesse kommen in der Realität nicht in Reinform vor, sondern beeinflussen sich gegenseitig. Das Schwinden beschreibt die Volumenabnahme durch das Austrocknen des Betons und der mit der Hydratation verbundenen Volumenreduktion des Zementes. Bei konstanten Umgebungsbedingungen nähert sich die Schwinddehnung mit der Zeit einem Endschwindmaß an. Das Schwinden ist ein lastunabhängiger Prozess. Die Kriechdehnungen entstehen aus Umlagerungsprozessen der Wassermoleküle in Verbindung mit Gleitvorgängen in der Zementsteinmatrix bei konstanter Spannung. Die Kriechvorgänge werden durch Austrocknung beschleunigt. Vorausgesetzt die maximale Belastung ist kleiner als 40 % der Druckfestigkeit des Betons, nähert sich die Kriechdehnung bei konstanter Belastung einem Endkriechmaß an. Die Relaxation beschreibt die Abnahme der Spannung bei vorgegebener konstanter Dehnung. Anschließend an die Betonage treten in den ersten vier Jahren circa 80 % der Verformungen auf [123]. Diese Einflüsse können für das modalbasierte Monitoring außer Acht gelassen werden, vorausgesetzt es fällt keine Referenzmessung in diesen Zeitabschnitt. [133]

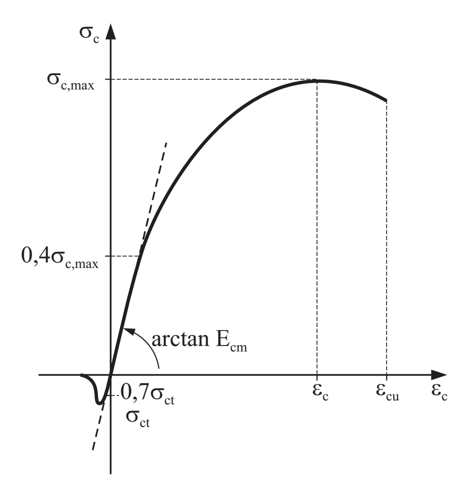


Abbildung 2.4: Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons im Zug- und Druckbereich nach [133]

Materialverhalten des Beton- und Spannstahls

Der Betonstahl weist ein linear-elastisches Verhalten bis zum Fließen auf. Anschließend kommt es zu einem plastischen Verhalten bis zum Versagen des Betonstahls. Dieser unterscheidet sich in Abhängigkeit des Herstellungsprozesses in seinen mechanischen Eigenschaften. Naturharter und wärmebehandelter Betonstahl haben eine ausgeprägte Streckgrenze f_y mit einem anschließenden Fließplateau und einem Verfestigungsbereich bis zum Erreichen der Zugfestigkeit f_t, s. Abbildung 2.5. Kaltverformter Betonstahl zeigt keine ausgeprägte Streckgrenze f_y auf, sondern vielmehr einen kontinuierlichen Übergang in den Verfestigungsbereich. Daher wird für kaltverformten Betonstahl die Spannung als Streckgrenze definiert, bei der 0,2 % bleibende Dehnung erreicht wird. Der E-Modul des Betonstahls beträgt unabhängig vom Herstellungsprozess ca. 200 000 N/mm^2. Die genannten Materialeigenschaften und Kennwerte gelten in dem für Brücken in Deutschland relevanten Temperaturbereich von etwa −20 °C bis 40 °C. Das Verhalten des Betonstahls unter Druckbelastung ist bis zum Erreichen der Quetschgrenze annähernd linear-elastisch. Die Quetschgrenze entspricht circa der Streckgrenze f_y. [133]
Der Spannstahl weist im Vergleich zum Betonstahl deutlich höhere Festigkeiten auf. Diese ermöglichen erhöhte Stahldehnungen, die zur Minimierung der zeitabhängigen Spannkraftverluste erforderlich sind. Die technische Streckgrenze $f_{p0,1}$ des Spannstahls wird im Gegensatz zum Betonstahl bei 0,1 % bleibender Dehnung definiert. Die Spannung bei 0,2 % bleibender Dehnung $f_{p0,2}$ wird für die Benennung der Spannstahlarten verwendet. Abbildung 2.5 stellt die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von Beton- und Spannstahl gegenüber. [133]

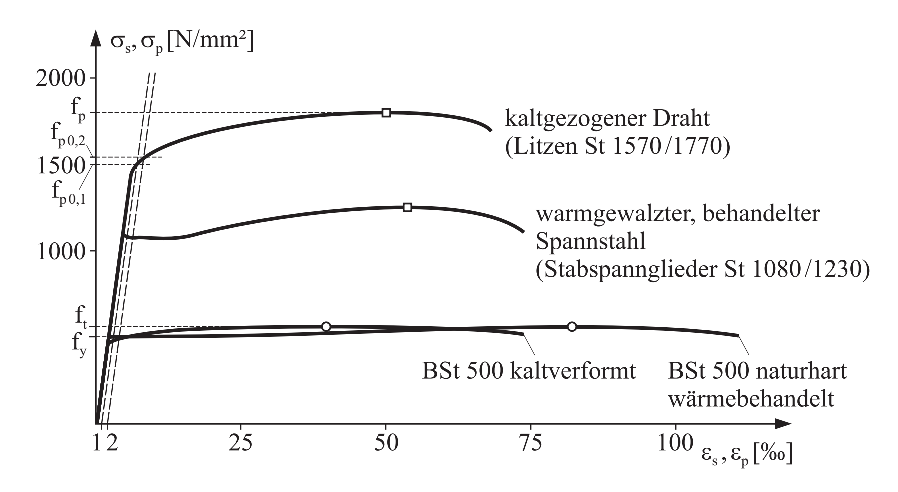


Abbildung 2.5: Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Beton- und Spannstahls nach [133]

2.1.2 Verhalten des Stahl- und Spannbetons auf Bauteilebene

Die geringe Zugfestigkeit des Betons führte zur Entwicklung des Stahlbetons. Die eingebettete Stahlbewehrung übernimmt bei Rissbildung die frei werdenden Betonzugkräfte, sodass eine wirtschaftliche Nutzung der hohen Betondruckkräfte in Kombination mit den hohen Stahlzugkräften möglich ist. Hierbei spielen nicht nur die mechanischen Eigenschaften der Einzelkomponenten, sondern insbesondere das Verbundverhalten zwischen Beton und Stahl, eine wichtige Rolle. Der Verbund beschreibt die Fähigkeit Kräfte zwischen den Baustoffen zu übertragen. Die Aktivierung des einbetonierten Betonstahls erfolgt über die Rissbildung im Beton. Diese ist bis zu einer gewissen Rissbreite gewünscht und erforderlich, um die Eigenschaften des Verbundwerkstoffes effektiv ausnutzen zu können. Die Verbundwirkung beeinflusst maßgeblich die Verteilung der Risse, die Rissbreite und folglich die Steifigkeit und das Verformungsverhalten des Bauteiles. [133]
Das Tragverhalten des Stahlbetons bei kurzzeitiger Beanspruchung kann in drei Bereiche eingeteilt werden. Abbildung 2.6 zeigt links die Momenten-Krümmungs-Beziehung eines Stahlbetonbalkens unter Biegebeanspruchung. Solange die Zugspannungen unterhalb der Zugfestigkeit f_{ct} des Betons liegen, und das Rissmoment M_{cr} nicht erreicht wurde, befindet sich der Stahlbetonbalken im ungerissenen Zustand I (Bereich 1). Der Stahlbetonbalken verhält sich wie ein Bauteil aus homogenem Material. Die Dehnungs- und Spannungsverteilung über die Querschnittshöhe entspricht der Balkenbiegetheorie. Die Dehnungsnulllinie liegt in der Schwereachse des Verbundquerschnittes. Sobald das Rissmoment M_{cr} des Betons überschritten wird, kommt es zur Rissbildung. Der gerissene Querschnitt befindet sich im Zustand II (Bereich 2). Die Rissbildung führt zu einer Reduzierung der Biegesteifigkeit EI des Balkens, wodurch die Verformungen des Bauteiles überproportional zunehmen. Aufgrund der geringeren Dehnsteifigkeit der Bewehrung im Vergleich zur Betonzugzone verschiebt sich die Dehnungsnulllinie

in Richtung des gedrückten Randes. Kommt es zu einer weiteren Laststeigerung, erreicht die Biegezugbewehrung in einem Rissquerschnitt die Streckgrenze f_y. Ab dem Fließen des Betonstahls sind ausschließlich kleine Laststeigerungen möglich (Bereich 3). Gründe hierfür sind die Stahlverfestigung und die Vergrößerung des inneren Hebelarms aufgrund der weiteren Einschnürung der Betondruckzone. Dies geht einher mit großen Verformungen und anwachsenden Rissbreiten. Weitere Laststeigerungen führen zu Gefügeauflockerungen in der Betondruckzone und letztendlich zum Versagen des Bauteiles. Abhängig von der konstruktiven Durchbildung sind unterschiedliche Versagensformen möglich. [133]
Aufgrund der geringen Zugfestigkeit des Betons und der signifikanten Steifigkeitsreduktion, die einhergeht mit der ersten Rissbildung, kam die Idee des Spannbetons auf. Durch Vorspannen der Bewehrung werden Druckspannungen im Beton erzeugt, die den äußeren Lasten und denen durch Zwangsbeanspruchung hervorgerufenen Zugspannungen entgegenwirken. Auf diese Weise muss zunächst die Druckspannnungsreserve aufgebraucht werden, bevor der Beton unter Zugbelastung steht und es schließlich zur Rissbildung im Beton kommen kann. Im Vergleich zum Stahlbeton verbleibt der Spannbeton länger im ungerissenen Zustand I, s. Abbildung 2.6 rechts. Die Vorteile des Spannbetons liegen in der Ausbildung schlanker Konstruktionen mit großen Spannweiten und die Reduzierung bzw. Vermeidung der Rissbildung. Zusätzlich sinkt die Gefahr des Ermüdungsversagens bei zyklischer Belastung, beispielsweise infolge von Verkehr auf Brücken, da die Spannungswechsel im ungerissenen Zustand I wesentlich geringer sind als im gerissenen Zustand II. [133]

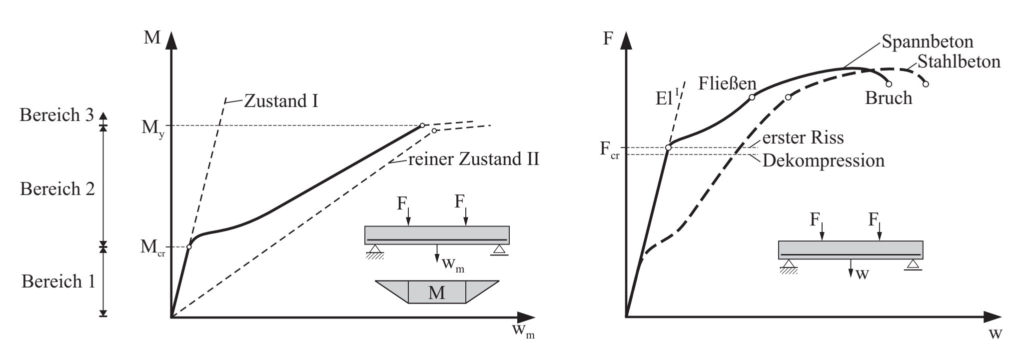
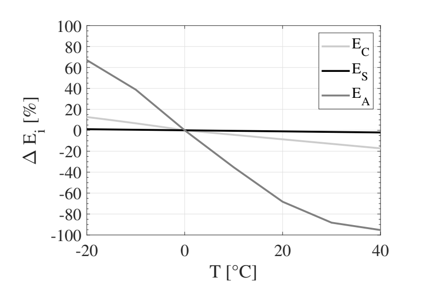


Abbildung 2.6: Momenten-Krümmungs-Beziehung eines Stahlbetonbalkens unter Biegebeanspruchung nach [133] (links) und Vergleich der Last-Durchbiegungs-Beziehung vorgespannter und nicht vorgespannter Balken nach [133] (rechts)

2.1.3 Temperaturabhängigkeit des E-Moduls der Werkstoffe

Neben den mechanischen Eigenschaften der Werkstoffe spielen die physikalischen Eigenschaften der Materialien eine bedeutende Rolle für das modalbasierte Monitoring. Die Werkstoffe Beton, Stahl und Asphalt weisen Veränderungen ihrer Eigenschaften bei Temperaturwechseln auf. Der relevante Temperaturbereich für Brückenbauwerke in Deutschland liegt etwa zwischen

−20 °C und 40 °C. Bei abnehmenden Temperaturen nehmen die Zugfestigkeit sowie die Härte des Stahls zu, wohingegen die Plastizität abnimmt. Dies ist auf die Behinderung der Gleitvorgänge in der atomaren Gitterstruktur zurückzuführen. Gemäß Scheuermann [103] lässt sich der temperaturabhängige E-Modul des Stahls $E_s(\vartheta)$ entsprechend Gleichung 2.2 berechnen. Der E-Modul des Stahls bei 20 °C, $E_{s,20\,°C}$, wird üblicherweise zu 200 000 N/mm^2 angenommen. Abbildung 2.7 zeigt die prozentuale Änderung des E-Moduls des Stahls in Abhängigkeit der Temperatur, bezogen auf den E-Modul bei 0 °C. Für diesen Temperaturbereich ergibt sich eine Änderung des E-Moduls des Stahls von ± 2 %. Dies kann in der Regel im Rahmen des modalbasierten Monitorings vernachlässigt werden [100].



$$E_s(\vartheta) = E_{s,20\,°C} + \frac{E_{s,20\,°C}}{10} \cdot \left(1 - \frac{\vartheta + 170}{190}\right) \tag{2.2}$$

$$E_{c<0\,°C}(\vartheta) = E_{c,0\,°C} + 4000 \cdot u_m \cdot \left[1 - \left(\frac{\vartheta + 190}{190}\right)^n\right] \tag{2.3}$$

$$mit \quad 1 \leq n = 1 + \frac{\vartheta + 190}{190} \leq 2 \tag{2.4}$$

$$E_{c>0\,°C}(\vartheta) = E_{c,0\,°C} - 4,31 \cdot 10^{-3} \cdot \vartheta \cdot E_{c,0\,°C} \tag{2.5}$$

Abbildung 2.7: Temperaturabhängigkeit der E-Moduln von Beton E_c, Stahl E_s und Asphalt E_A

Wesentlich relevanter sind die physikalischen Veränderungen des Betons und des Asphaltes. Das Zusammenwirken der einzelnen Komponenten des Betons spielt eine entscheidende Rolle. Hierbei sollte das Verhalten bei unter und über 0 °C getrennt voneinander betrachtet werden [100]. Die Betonfeuchte u_m in Massenprozent sowie die Porendurchmesserverteilung ist wesentlich für das Verhalten des Betons bei tiefen Temperaturen. Der Gefriervorgang bei Temperaturen unter 0 °C ist entscheidend für die Verfestigung des Betons, s. Gleichung 2.3. Hierbei muss zwischen dem Gefriervorgang von reinem Wasser und nicht chemisch reinem Porenwasser unterschieden werden. Genauere Informationen findet der interessierte Leser in [45, 100]. Bei Temperaturerhöhung nimmt der E-Modul des Betons $E_{c>0\,°C}(\vartheta)$ dagegen ab, s. Gleichung 2.5. Dies kann auf die Austrocknung des Betons und die einsetzende Rissbildung infolge der thermischen Dehnungsunterschiede zwischen Zementstein und Zuschlag zurückgeführt werden. Im Gegensatz zum Stahl ist der E-Modul des Betons sensitiver gegenüber Temperaturänderungen und weist Abweichungen zwischen +13 % und −26 % auf, s. Abbildung 2.7. Die temperaturabhängigen Eigenschaften des Betons sollten daher im Rahmen der modalbasierten Schädigungsanalyse Berücksichtigung finden. Straßenverkehrsbrücken besitzen häufig eine Deckschicht aus Asphalt, welcher ein Gemisch aus Gesteinskörnungen und Bitumen ist. In Abhängigkeit der Mengenverhältnisse und deren Eigenschaften können unterschiedlichste Materialeigenschaften des Asphaltes erzielt werden. Aufgrund des sowohl elastischen, viskosen als auch plastischen Verhaltens des Asphalts ist dessen Verformungsverhalten sehr komplex. Dieses ist sowohl spannungs- und temperatur-, als auch von der Belastungsgeschwindigkeit abhängig. Schindler [104] gibt eine Übersicht über die entwickelten Berechnungsverfahren zur Beschreibung des komplexen Verformungsverhaltens. Der prozentuale Verlauf des temperaturabhängigen E-Moduls E_A eines Asphaltbetons der Sorte AB 0/11S mit Bitumen 50/70, bezogen

auf den E-Modul bei 0 °C ist in Abbildung 2.7 dargestellt. In Abhängigkeit der Asphaltart können sich stark unterschiedliche Verläufe ergeben. Der Asphalt weist im Vergleich zum Beton und Stahl die größte Temperaturabhängigkeit auf. Üblicherweise ist der Volumenanteil des Asphaltes am Gesamtquerschnitt gering, sodass die Eigenschaften des Betons dominieren.

2.1.4 Temperatureinwirkungen auf Brücken

Temperatureinwirkungen können zu Steifigkeitsänderungen der Brückenlager sowie des Baugrundes führen. Die Deckschicht der Brücken, insbesondere Asphaltdeckschichten, können die Steifigkeit des Gesamtsystems beeinflussen. Des Weiteren sind die Auswirkungen der Temperatureinwirkungen auf Brücken abhängig von der Luftfeuchtigkeit und der Windgeschwindigkeit. Grundsätzlich kann zwischen zwei Arten der Temperaturschwankungen unterschieden werden: den saisonalen und den täglichen. Erstere sind abhängig von der geographischen Lage des Bauwerkes und wirken über einen langen Zeitraum, sodass diese eine Änderung der Temperatur des gesamten Bauwerkes bewirken. Es handelt sich hierbei um ein gleichmäßiges Temperaturfeld im gesamten Bauwerk. Die täglichen Temperaturschwankungen sind dagegen abhängig von der Lufttemperatur und der Sonneneinstrahlung auf das Bauwerk. Aufgrund der kurzen Einwirkungszeiten kommt es zu einem inkonstanten Temperaturfeld. Die Temperatur im Bauwerk ist daher zeit- und ortsabhängig, sodass die Abschätzung des Temperatureinflusses auf die modalen Parameter wesentlich erschwert ist. Es gibt drei Arten der Wärmeübertragung: Wärmeleitung, Konvektion und Wärmestrahlung. Diese werden im Anhang in Abschnitt A.1 erläutert. Im Folgenden wird die Ermittlung der Sonneneinstrahlung auf ein Brückenbauwerk, welches die Entstehung eines inkonstanten Temperaturfeldes bewirkt, dargelegt. Anschließend werden die Temperaturwechselwirkungen bei Brückenbauwerken aufgezeigt. [100]

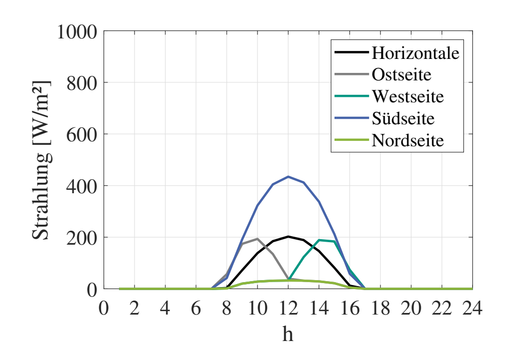
Ermittlung der Sonneneinstrahlung

Die Wärmeeinstrahlung der Sonne, sowie die Veränderungen der Außenlufttemperatur sind die Hauptfaktoren für die täglichen Temperaturschwankungen von Brückenbauwerken. Insbesondere die Sonnenstrahlung führt aufgrund des täglichen Zyklus des Sonnenverlaufs zu einem inkonstanten Temperaturfeld. Auf diese Weise werden einige Bereiche des Brückenbauwerkes zu unterschiedlichen Zeiten durch die variable Strahlungsintensität verschieden stark erwärmt. Zur Berechnung des inkonstanten Temperaturfeldes ist die Kenntnis der Wärmestrahlung, die von der Sonne ausgeht, erforderlich. Unter dem Begriff der Globalstrahlung versteht man die auf die Erdoberfläche eintreffende Sonnenstrahlung. Diese wird unterteilt in die direkte I_{dir} und diffuse I_{diff} Sonneneinstrahlung. Die direkte Strahlung wirkt ausgerichtet, wohingegen die diffuse Sonnenstrahlung aus allen Richtungen eintrifft. Die Wärmestrahlung kann mithilfe der meteorologischen Daten berechnet werden. Ihre Größe ist abhängig von der Strahlungsintensität der Sonne und deren Position in Bezug zur betrachteten Bauwerksoberfläche. Die von einer Oberfläche aufgenommene Globalstrahlung kann gemäß Gleichung 2.6 berechnet werden. Im Folgenden werden die Zusammenhänge sowie die Einflussfaktoren auf die Berechnung der

Sonneneinstrahlung erläutert. Die Herleitung der Formeln und die genaue Berechnung findet der interessierte Leser in [64] und [102].

$$\dot{Q}_{global} = k_B \cdot \epsilon_k \cdot \left(I_{dir} + I_{diff}\right) \tag{2.6}$$

$\dot{Q}_{global}$ ist der eintreffende Wärmestrom und k_B ein Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung des Bewölkungsgrades. Mit steigendem Bewölkungsgrad nimmt die Strahlungsintensität der Globalstrahlung ab, da die Wolkenoberfläche Strahlung in den Weltraum reflektiert bzw. einen Teil absorbiert. Die Einschätzung des Bewölkungsgrades kann ausschließlich subjektiv erfolgen, sodass hiermit gewisse Unsicherheiten verbunden sind. ϵ_k berücksichtigt das Emissions- bzw. Absorptionsvermögen des Bauteiles gegenüber kurzwelliger Strahlung. Die extraterrestrischen Strahlungsanteile I_{dir} und I_{diff} sind abhängig von der Jahres- und Tageszeit sowie von der geographischen Lage des Bauwerkes. Dies wird über den Längen- und Breitengrad berücksichtigt. Weiterhin werden die Strahlungsanteile durch die Trübung der Atmosphäre beeinflusst. Aerosole und Wasserdampf absorbieren und reflektieren einen Teil der Sonnenstrahlung, sodass eine zunehmende Trübung zu einer Reduzierung der Strahlungsintensität führt. Die Trübung ist abhängig von der Jahreszeit und der Umgebung des Bauteiles. Des Weiteren beeinflusst die Mächtigkeit der Luftschicht über dem Boden die Strahlungsintensität. Dies fließt über die Höhenlage des Standortes des Bauwerkes in die Berechnung ein. Eine zunehmende Verschmutzung der Bauwerksoberflächen führt zu einer Zunahme des Absorptionskoeffizienten des Betons und daher zu einer stärkeren Erwärmung. Eine Verschattung durch Bäume oder Gebäude in der direkten Umgebung beeinflusst ebenfalls die Strahlungsintensität, die auf das Bauwerk trifft. Darüber hinaus ist ein wichtiger Einflussfaktor die Ausrichtung des Bauwerkes zur Sonne. Abhängig von der Neigung der betrachteten Fläche zur Horizontalen und des Winkels des Bauteiles zum aktuellen Sonnenstand, ergeben sich unterschiedliche Strahlungsintensitäten. Abbildung 2.8 zeigt die berechnete Globalstrahlung für ein in der Nord-Süd-Achse ausgerichtetes Bauwerk, getrennt für die verschiedenen Ausrichtungen der Oberflächen. Links ist der Tageszyklus der Globalstrahlung für ein Bauwerk in München im Winter (02.01.2020) und rechts für ein Bauwerk in Karlsruhe im Sommer (21.06.2020) dargestellt. Der Einfluss des Sonnenstandes und der Jahreszeit auf die Strahlungsintensität ist deutlich sichtbar. Infolge des Sonnenaufgangs wird zunächst die Ostseite (grau) am stärksten beschienen. Zur Mittagszeit wird aufgrund des tiefen Sonnenstandes im Winter die Südseite (blau) am stärksten erwärmt, wohingegen auf die horizontale Oberseite (schwarz) der Brücke ebenfalls in den Mittagsstunden die meiste Strahlung trifft. Aufgrund des tiefen Sonnenstandes ist dies jedoch deutlich geringer im Vergleich zur Südseite. Die Nordseite (hellgrün) wird dagegen zu keinem Zeitpunkt durch die direkte Strahlung I_{dir} erreicht, sondern erwärmt sich lediglich infolge der diffusen Sonnenstrahlung I_{diff}. An einem Sommertag wird dagegen die horizontale Oberfläche der Brücke aufgrund des hohen Sonnenstandes stärker beschienen als die Südseite, s. Abbildung 2.8 rechts. Für die restlichen Oberflächen sind die gleichen charakteristischen Zusammenhänge zu beobachten. [64, 102]



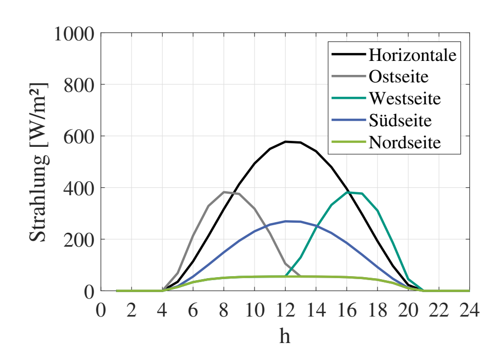


Abbildung 2.8: Abhängigkeit der Globalstrahlung von der Jahres- und Tageszeit für die jeweilige Bauteiloberfläche: München 02.01.2020 (links) und Karlsruhe 21.06.2020 (rechts)

Temperaturwechselwirkungen bei Brückenbauwerken

Durch die kombinierte Wirkung der unterschiedlichen Temperaturwechselwirkungen stellt sich ein inkonstantes Temperaturfeld in Brückenbauwerken ein. Innerhalb des Bauteiles kommt es durch den Mechanismus der Wärmeleitung zur Wärmeübertragung. An den Bauteiloberflächen führt die Wärmestrahlung und Konvektion zu einer Veränderung der Bauteiltemperatur. Neben der Globalstrahlung, die sich aus der direkten und diffusen Strahlung zusammensetzt, gibt es weitere Strahlungsquellen, die auf Brückenbauwerke einwirken. Abbildung 2.9 gibt dazu einen Überblick.

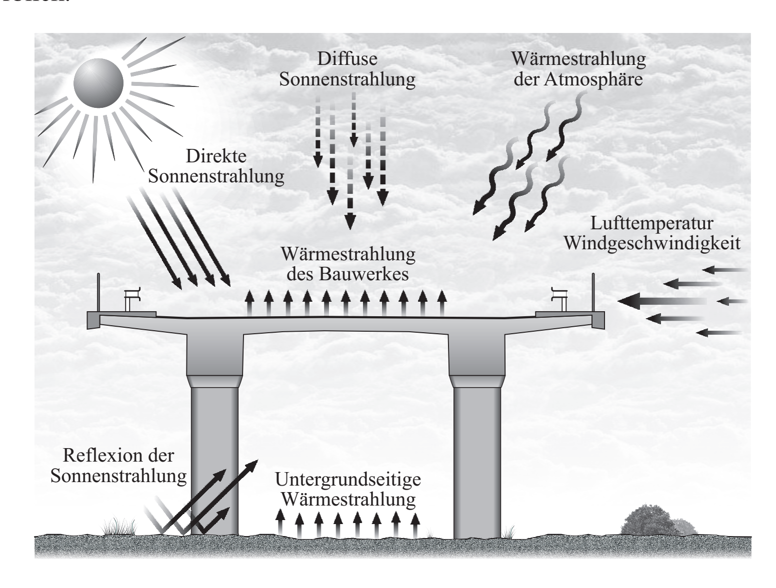


Abbildung 2.9: Strahlungsquellen auf Brückenbauwerke nach [76]

In der Atmosphäre befinden sich gasförmige und flüssige Schwebstoffe, welche Wärme absorbieren und emittieren. Die von ihnen ausgehende Wärmestrahlung führt in Abhängigkeit der Lufttemperatur und Bewölkung ebenfalls zu einer Erwärmung bzw. Abkühlung des Brückenbauwerkes. Darüber hinaus wird die auf den Untergrund treffende Strahlung teilweise reflektiert, die wiederum auf die Unterseite bzw. Seitenflächen der Brücke treffen kann. Dieser Strahlungsanteil wird hauptsächlich vom Untergrundmaterial und der Oberflächenbeschaffenheit beeinflusst. Je heller der Untergrund desto mehr Strahlung wird reflektiert. Des Weiteren ist die Geometrie der Brücke sowie der Abstand zum Untergrund entscheidend. Je breiter und tiefer die Brücke, desto stärker wird der Untergrund verschattet und desto weniger zu reflektierender Strahlung trifft auf diesen. Zusätzlich muss die vom Untergrund ausgehende Wärmestrahlung sowie die dort reflektierte atmosphärische Strahlung berücksichtigt werden. [76]

2.1.5 Temperatureinfluss auf die modalen Parameter

Brückenbauwerke sind ständigen Temperaturschwankungen ausgesetzt. Der temperaturabhängige E-Modul der Werkstoffe, Änderungen der Lagerungsbedingungen infolge der Temperaturverformungen des Bauwerkes sowie ggf. geänderte Seilkräfte bei Schrägseilbrücken führen zu Veränderungen des Schwingungsverhaltens der Struktur und folglich zu Änderungen der modalen Parameter. Die Herausforderung besteht darin, die Änderungen infolge einer Temperatureinwirkung von jenen aufgrund einer strukturellen Schädigung zu unterscheiden.
Grundsätzlich ist ein Sinken der Eigenfrequenzen mit zunehmender Temperatur zu beobachten. Zusätzlich zur Temperaturabhängigkeit des E-Moduls kommt es zu einer geometrischen Ausdehnung des Betons unter Temperatureinwirkung. Dies kann anhand der Gleichungen zur analytischen Berechnung der Eigenfrequenzen (Gl. 2.7) und Eigenformen (Gl. 2.8) eines gelenkig gelagerten Biegeträgers veranschaulicht werden:

$$f_n = \frac{n^2\pi}{2L^2}\sqrt{\frac{EI}{\overline{m}}} \quad mit \quad n = 1, 2, 3, \ldots \tag{2.7}$$

$$\phi_n(x) = sin\left(\frac{n\pi x}{L}\right) \tag{2.8}$$

EI ist die Biegesteifigkeit des Trägers, $\overline{m}$ ist die längenbezogene Masse und L die Länge des Trägers. Die n Eigenfrequenzen f_n des Trägers sind sowohl vom temperaturabhängigen E-Modul E als auch von der temperaturabhängigen geometrischen Ausdehnung des Bauteiles abhängig. Die Eigenformen $\phi_n(x)$ werden ausschließlich von der thermischen Ausdehnung beeinflusst. Dies erklärt die hohe Temperatursensitivität der Eigenfrequenzen im Gegensatz zu den vernachlässigbaren Auswirkungen auf die Eigenformen. Unter Berücksichtigung der von Liu et al. [69] ermittelten Reduzierung des E-Moduls von $\theta_E = {-4{,}31 \cdot 10^{-3}}/{°C}$ und der Zunahme der thermischen Ausdehnung $\theta_t = {1{,}00 \cdot 10^{-5}}/{°C}$ ergibt sich folgender analytischer Zusammenhang für die Berechnung der Eigenfrequenzen eines Biegeträgers:

$$f_n = \frac{n^2\pi}{2}\sqrt{\frac{I}{\overline{m}}}\sqrt{\frac{E_0 - 4,31 \cdot 10^{-3} \cdot T \cdot E_0}{\left(L_0 + 1,0 \cdot 10^{-5} \cdot T \cdot L_0\right)^3}} \tag{2.9}$$

Der E-Modul hat unter Temperatureinwirkung einen wesentlich größeren Einfluss auf die Entwicklung der Eigenfrequenzen. Lediglich bei Brücken mit großen Spannweiten kann die thermische Ausdehnung relevant werden.
In den vergangenen Jahrzehnten wurden zahlreiche Untersuchungen zum Einfluss der Temperatur auf die modalen Parameter durchgeführt [13, 47, 127]. Der Großteil dieser Studien konzentrierte sich auf die Untersuchung des Zusammenhanges zwischen der Temperatur und den Eigenfrequenzen. Untersuchungen zu den Auswirkungen auf die Eigenformen einer Struktur sind nur in geringem Maße durchgeführt worden. Einer der Hauptgründe ist vermutlich die Möglichkeit der einfachen messtechnischen Erfassung der Eigenfrequenzen unter Nutzung einer geringen Anzahl an Sensoren.
In der Fachwelt herrscht Einigkeit darüber, dass eine Temperaturerhöhung zu einer Abnahme der E-Moduln von Beton, Stahl und Asphalt führt und dies wiederum eine Abnahme der Eigenfrequenzen bewirkt. Jedoch sind die Zusammenhänge in der Realität wesentlich komplexer, da ein Brückenbauwerk ein inkonstantes Temperaturfeld aufweist. Dies resultiert aus den zahlreichen Temperatureinwirkungen auf eine Brücke, s. Abschnitt 2.1.4. Zwei Zeitpunkte mit identischen Temperaturfeldern in einer Konstruktion können daher nahezu unmöglich identifiziert werden. Für das modalbasierte Monitoring ist die Kenntnis der Auswirkungen einer Temperaturbelastung auf die modalen Parameter Grundvoraussetzung für eine erfolgreiche Anwendung.
Retze [100] untersuchte im Rahmen eines fünfmonatigen Langzeitmonitorings eine Verbundbrücke in Schlehdorf. Mithilfe von zwei Beschleunigungssensoren und fünf Thermometern wurden die Eigenfrequenzen der Straßenverkehrsbrücke, sowie die Bauwerks- und Lufttemperatur überwacht. Zwei Thermometer erfassten die Temperatur der Asphaltdeckschicht links und rechts der Fahrbahn. Ein Thermometer wurde in die Betonplatte eingebohrt, um die Temperatur der Stahlbetonplatte zu messen. Darüber hinaus wurde die Temperatur einer der Stahlträger sowie die Umgebungstemperatur aufgezeichnet. Die Eigenfrequenzen wiesen eine große Abhängigkeit auf, mit sinkender Temperatur stiegen sie an. Änderungen von bis zu 10 % wurden in einem Temperaturbereich von −20 °C bis 25 °C beobachtet. Im Bereich von 0 °C bis −5 °C kam es zu einem sprunghaften Anstieg der Eigenfrequenzen aufgrund des Gefrierprozesses des Wassers in den Rissen, die diese schließen bzw. verfestigen. Dies führt zu einer Zunahme der Steifigkeit. Im Rahmen von Untersuchungen am Neubau dieser Brücke, bei dem von einem ungerissenen Zustand ausgegangen werden konnte, wurde kein sprunghafter Anstieg der Eigenfrequenzen beim Übergang in den negativen Temperaturbereich beobachtet. Grundsätzlich empfiehlt Retze [100] eine getrennte Betrachtung der Frequenzen für Temperaturen unter bzw. oberhalb 0 °C. Retze [100] eliminiert den Temperatureinfluss über eine lineare Ausgleichsgerade zwischen der Temperatur und der Eigenfrequenz. Bungard [19] untersucht den Temperatureinfluss auf die Eigenfrequenzen im Rahmen eines Langzeitmonitorings an der zweifeldrigen (24 m - 13 m) *Useldange* Stahlverbundbrücke in Luxemburg. In einem Temperaturbereich von −10 °C bis 30 °C stellt Bungard [19] Frequenzänderungen der ersten beiden Biege- und Torsionsmoden zwischen 0,7 %/K bis 1,4 %/K fest. Er führt die hohen Frequenzänderungen auf temperaturabhängige Änderungen der Lagerungsbedingungen und der ausgeprägten Temperaturabhängigkeit der 25 cm dicken Asphaltschicht zurück. Neben dem Einfluss der Temperatur auf die Eigenfrequenzen untersuchten Liu et al. [69] auch den Einfluss

auf die Eigenformen einer Stahlbetonplatte und eines Stahlbetonbalkens. Die Untersuchungen bestätigen den großen Temperatureinfluss auf die Eigenfrequenzen. Die Eigenformen sind dagegen nicht sensitiv gegenüber Temperaturschwankungen. Wang et al. [124] untersuchten die Entwicklung der modalen Parameter einer Stahlbetonplatte unter ambienten Temperatureinwirkungen. Der Untersuchungszeitraum betrug 1 Jahr. Die Temperatur der Platte wurde über ein Laserthermometer an der Oberfläche in einem Messintervall von 15 Minuten erfasst. Der Temperaturbereich lag zwischen 0 °C und 55 °C. Es konnte in Analogie zu den anderen Studien eine lineare negative Korrelation zwischen der gemittelten Oberflächentemperatur der Platte und den Eigenfrequenzen festgestellt werden. Die prozentuale Abweichung zwischen den maximalen und minimalen Eigenfrequenzen lag bei den ersten vier Moden zwischen 11,36 % und 16,25 %. Der Einfluss der Temperatur auf die Eigenformen wurde über das *Modal Assurance Criterion* (MAC) (s. Abschnitt 2.2.1) beziffert. Der minimale MAC-Wert wurde bei der dritten Eigenform mit einem Wert von 0, 974 ermittelt. Die Auswirkungen der Temperatureinwirkungen auf die Eigenformen sind daher vernachlässigbar. Zusätzlich konnte kein klarer Zusammenhang zwischen den MAC-Werten und der Oberflächentemperatur beobachtet werden. Wörner [126] untersucht den Einfluss des inkonstanten Temperaturfeldes auf die modalen Parameter eines Stahlbetonbalkens. Dieser wurde numerisch modelliert und berücksichtigt die in Abschnitt 2.1.4 vorgestellten Temperatureinwirkungen. Darüber hinaus werden die Änderungen der modalen Parameter in Relation zu den Änderungen infolge einer zunehmenden Rissbildung aufgrund einer steigenden statischen Belastung analysiert. Sie kommt zu den gleichen Schlüssen wie die bisherigen vorgestellten Studien. Der Einfluss der Temperatur auf die Eigenfrequenzen ist signifikant und kann die Änderungen infolge einer strukturellen Schädigung bei weitem übersteigen. Eine Eliminierung des Temperatureinflusses ist teilweise über lineare Regression möglich. Jedoch ist der Erfolg stark abhängig von der zu Grunde gelegten Temperatur, da diese infolge des inkonstanten Temperaturfeldes sehr unterschiedlich innerhalb eines Bauteils sein kann. Dagegen sind die Eigenformen nicht sensitiv gegenüber Temperaturänderungen und eignen sich für eine zuverlässige Schadensidentifikation und Schadenslokalisierung.
Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Eigenfrequenzen eine hohe Sensitivität gegenüber Temperatureinwirkungen aufweisen, wohingegen die Eigenformen nicht sensitiv sind. Die Fachwelt ist der Meinung, dass ein Schaden nicht akkurat identifiziert werden kann, wenn die Temperatureffekte nicht quantifiziert und eliminiert werden können. In der Regel wird versucht mithilfe einer linearen Regression, autoregressiven Modellen oder der Hauptkomponentenanalyse den Temperatureinfluss auf die Eigenfrequenzen zurückzurechnen. Aufgrund der Komplexität und den zahlreichen Einflussfaktoren auf das inkonstante Temperaturfeld einer Brücke, die sehr individuell vom jeweiligen Bauwerk abhängig sind, können jedoch keine allgemeingültigen Zusammenhänge zwischen der Temperatur und dem Schwingungsverhalten definiert werden. Des Weiteren können unterschiedliche Temperaturen (z.B. Bauteiltemperatur, Oberflächentemperatur, Lufttemperatur) zu signifikanten Unterschieden in der Eliminierung des Temperatureinflusses führen. Unter Berücksichtigung dieser Aspekte wird die Hypothese aufgestellt, dass eine zuverlässige Schadensidentifikation und -lokalisierung ohne Berücksichtigung der Eigenfrequenzen möglich ist, solange die gegenüber Temperatureinwirkungen nicht sensitiven Eigenformen und von ihnen abgeleitete Schadensidentifikationsverfahren angewendet werden. Im Falle von Langzeitmonitoringmaßnahmen können bei ausreichender Datenmenge

voraussichtlich die Temperatureinflüsse auf die Eigenfrequenzen sinnvoll eliminiert werden. In allen anderen Fällen ist diese Eliminierung mit sehr großen Unsicherheiten verbunden, sodass die Nutzung der Eigenformen empfohlen wird.

2.1.6 Typische Schadensbilder von Brückenbauwerken

Aktuell werden die Brückenbauwerke in Deutschland gemäß der DIN 1076 „Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen - Überwachung und Prüfung" [32] geprüft und überwacht. Die Brückenprüfung sieht alle sechs Jahre eine Hauptprüfung vor, bei der die Bauwerksteile handnah visuell zu prüfen sind. Dies sieht die Zuhilfenahme von z.B. Besichtigungseinrichtungen vor. Drei Jahre nach einer Hauptprüfung erfolgt eine einfache Prüfung. Hierbei soll, so weit wie möglich, eine intensive Sichtprüfung durchgeführt werden, jedoch ohne Einsatz von Besichtigungsgeräten. Sonderprüfungen sind nach besonderen Ereignissen wie zum Beispiel Brand, Fahrzeuganprall oder Erdbeben vorgesehen. Bauwerksüberwachungen finden dagegen jährlich ohne Einsatz von Hilfsmitteln statt, um offensichtliche Mängel bzw. Schäden festzustellen. Im Rahmen der RI-EBW-PRÜF („Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076") [17] wird die Datenerfassung sowie die Schadensbewertung geregelt. Jeder Schaden wird getrennt nach den drei Kriterien Standsicherheit (S), Dauerhaftigkeit (D) und Verkehrssicherheit (V) kategorisiert. Über ein Notensystem von 0 (sehr guter Zustand) bis 4 (ungenügender Zustand) werden die einzelnen Schäden bewertet. Ab der Note 2 (befriedigender Zustand) werden Toleranzgrenzen erreicht und teilweise sogar überschritten, sodass die Beseitigung der Schäden mittelfristig erforderlich ist. Ein Überschreiten der Toleranzgrenzen ist bei Note 3 (nicht ausreichender Zustand) erreicht. Diese Schäden müssen kurzfristig beseitigt werden und es kommt zu Nutzungseinschränkungen. Bei Erreichen der Note 4 sind die Standsicherheit, Dauerhaftigkeit bzw. Verkehrssicherheit nicht mehr gewährleistet. Sofortmaßnahmen sind erforderlich, die Nutzungseinschränkungen und ggf. Instandsetzungen oder Erneuerungen zur Folge haben.
Abbildung 2.10 links zeigt die Altersstruktur der Brücken des Bundesfernstraßennetzes seit 1930. Circa 56 % der Brücken an Bundesautobahnen (BAB) wurden zwischen 1960 und 1989 in Zusammenhang mit dem Wirtschaftsaufschwung nach dem Zweiten Weltkrieg erbaut. Nach der Wiedervereinigung 1990 kam es zu einem erneuten Anstieg von Brückenneubauten, vorrangig in den neuen Bundesländern. Somit ist der Großteil der Brückenbauwerke in Deutschland mindestens 30 Jahre alt.
Aufgrund der Altersstruktur der Brücken, dem signifikant gestiegenen Anteil des Schwerlastverkehrs in den letzten 50 Jahren sowie Investitionsstaus und der hohen Auslastung bzw. fehlender Ressourcen im Bausektor kommt es zu einer zunehmenden Verschlechterung der Brückenzustände [106]. Dies spiegelt sich in der Entwicklung der Zustandsnoten seit 2003 wider, s. Abbildung 2.10 rechts. Insbesondere der Anteil an Brücken, die eine Note zwischen 1,0 und 1,9 (sehr guter bis guter Zustand) haben, ist signifikant gesunken. Der Anteil der Brücken mit Noten zwischen 2,0 und 2,9 (befriedigender bis ausreichender Zustand), bei denen mittelfristig Handlungsbedarf besteht, ist dagegen deutlich gestiegen.

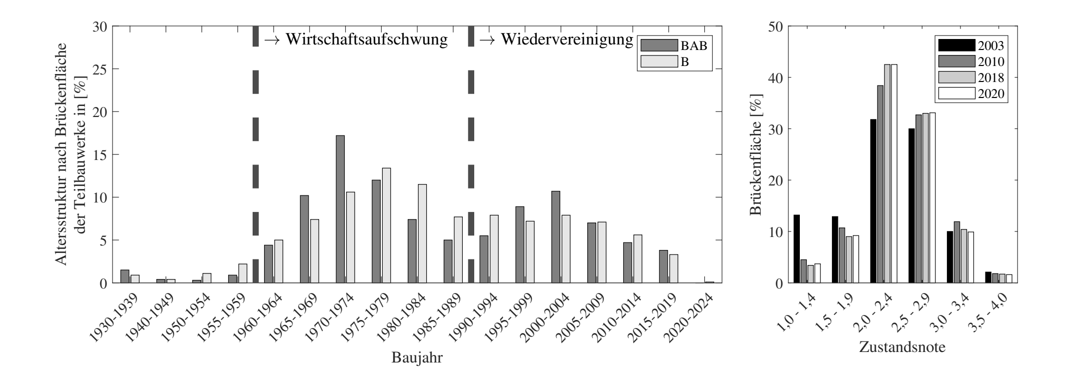


Abbildung 2.10: Altersstruktur der Brücken des Bundesfernstraßennetzes (BAB = Bundesautobahnen, B = Bundesstraßen) in Deutschland seit 1930 nach [16] (links) und Entwicklung der Zustandsnoten der Brücken im deutschen Autobahnnetz seit 2003 nach [16] (rechts)

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlichte 2016 eine Studie zu den schädigungsrelevanten Einwirkungen sowie den Schädigungspotenzialen von Brückenbauwerken aus Beton [106]. Hierbei wurden die aufgetretenen Schäden an 4 % des Gesamtbestandes der Massivbrücken an Bundesfernstraßen in Deutschland ausgewertet. Des Weiteren wurden die dokumentierten Schäden nach ihrer Schadensrelevanz bewertet. Ab einer Schadensbewertung von 2,0 gemäß RI-EBW-PRÜF [17] gelten Schäden als relevant. Unterschieden wurde die Schadensverteilung nach den Bauteilgruppen Überbau, Unterbau, Ausrüstung sowie Lagerung. Abbildung 2.11 links gibt einen Überblick über die prozentuale Verteilung der relevanten Schäden in Abhängigkeit der Bauteilgruppe, getrennt für Schäden der Dauerhaftigkeit und Standsicherheit [106]. Die meisten Schäden traten am Überbau sowie an der Ausrüstung auf. Zu den häufigsten Schäden des Überbaus zählen freiliegende Bewehrung, Abplatzungen des Betons sowie Hohlstellen und Kiesnester. Während die Schadensanzahl der Betonabplatzungen und freiliegender Bewehrung ab 1980 dank der Einführung der ZTV-K 80 („Zusätzliche Technische Vorschriften für Kunstbauten“) deutlich zurück ging, sind Schäden infolge von Rissbildungen weiterhin auf einem konstanten Niveau vertreten. Dies ist unabhängig vom Baujahr der Brücke. Bei Lagern zählen Korrosion, verschobene bzw. verdrehte Lager sowie schadhafte Elastomere zu den häufigsten Schadensbildern. Schäden am Vorspannsystem treten gemäß der Datenbank deutlich seltener auf im Vergleich zu Schäden am Überbau. Ab 1980 konnten lediglich drei Schäden an Hüllrohren und ein Schaden an der Koppelstelle von Spanngliedern festgestellt werden. Zum Teil kann dies mit Sicherheit auf die Weiterentwicklung der Normung zurückgeführt werden, jedoch ist auch davon auszugehen, dass Schädigungen am Vorspannsystem durch visuelle Prüfungen kaum feststellbar sind und diese daher nicht erfasst wurden. Darüber hinaus wurde eine Auswertung nach Schadensort bzw. Lage des Schadens durchgeführt. Aufgrund der zum Teil fehlenden Angaben ist jedoch davon auszugehen, dass insbesondere Schäden im Stützbereich unterrepräsentiert sind, da diese oft nicht einsehbar sind und daher ebenfalls nicht dokumentiert werden können. Bei Überbauten traten die meisten Risse im Feldbereich sowie im Bereich der Widerlager auf. Freiliegende Bewehrungen wurden vorrangig im Feld-, Stütz-

und Endbereich sowie am Widerlager verzeichnet. Betonabplatzungen traten vor allem im Feldbereich sowie im Endbereich und an den Widerlagern auf. In der Regel sind mehrere Ursachen für einen Schaden verantwortlich. Abbildung 2.11 rechts zeigt die Verteilung der Schadensursachen an Betonoberflächen von Brückenbauwerken im deutschen Autobahnnetz [44]. Hierbei wird deutlich, dass 71 % der Schäden auf Korrosion zurückzuführen sind.

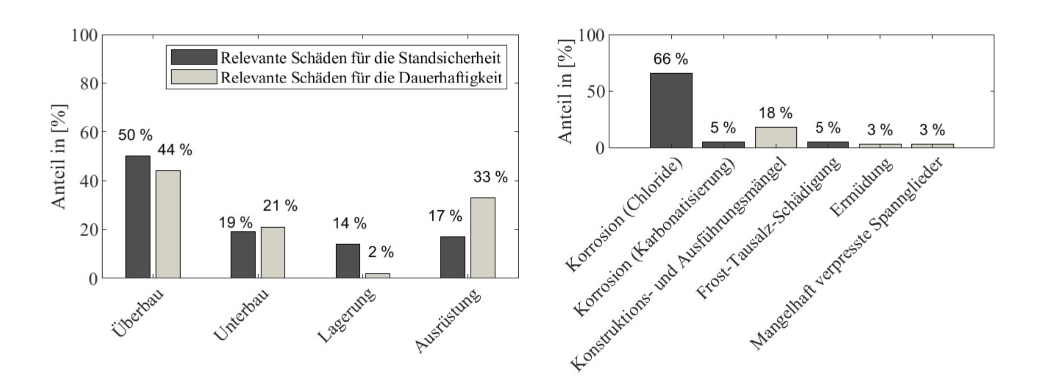


Abbildung 2.11: Verteilung der relevanten Schäden für die Dauerhaftigkeit und Standsicherheit nach [106] (links) sowie die Schadensursachen an Betonoberflächen von Brückenbauwerken im deutschen Autobahnnetz nach [44] (rechts)

Chloridinduzierte Korrosion wird durch Risse im Beton sowie Abplatzungen begünstigt. Diese ermöglichen ein vereinfachtes und schnelleres Eindringen der Chloride in die Struktur. Schadhafte Abdichtungen, Fahrbahnbeläge, Entwässerungseinrichtungen sowie beschädigte Fahrbahnübergangskonstruktionen erleichtern zudem das Eindringen von Wasser mit gelösten Chloriden. Karbonatisierungsinduzierte Korrosion wird durch vorhandene Risse und Betonabplatzungen begünstigt, sowie durch eine Luftfeuchtigkeit zwischen 50 % und 70 %. [106]
Korrosionsschäden sowie Frost-Tausalz-Schädigungen gehen insbesondere mit Veränderungen der Steifigkeit der Brückenstruktur einher. Mangelhaft verpresste Spannglieder begünstigen die Korrosion dieser. Langfristig führt dies ebenfalls zu Steifigkeitsänderungen der Struktur. Konstruktions- und Ausführungsmängel können dagegen unterschiedlichste Auswirkungen auf die physikalischen Eigenschaften der Struktur haben. Das modalbasierte Monitoring erlaubt eine globale Überwachung des Bauwerkes. Insbesondere die Detektion und Lokalisierung von an der Bauteiloberfläche nicht sichtbaren Schäden und denen in nicht zugänglichen Bereichen, beispielsweise den Stützbereichen, werden hierdurch ermöglicht. Das primäre Ziel ist die Detektion und Lokalisierung von Steifigkeitsveränderungen. Unter Berücksichtigung der Auswirkungen der Schadensursachen können daher mindestens 79 % der Schadensbilder (s. Abbildung 2.11) an Brückenüberbauten mithilfe des modalbasierten Monitorings identifiziert werden. Die genaue Ursache des jeweiligen Schadens kann im Anschluss durch eine visuelle Inspektion festgestellt werden.

2.2 Modalbasiertes Monitoring

Im Folgenden werden die Grundlagen für das modalbasierte Monitoring vorgestellt. Abbildung 2.12 zeigt das methodische Vorgehen am Beispiel einer Brücke. Ausgangspunkt eines jeden Monitoringvorhabens stellt die zu untersuchende Brücke sowie das Messsystem dar. Die Strukturantwort der Brücke wird durch die Umweltbedingungen sowie potenzielle Schäden beeinflusst. Relevante Aspekte für die Konzeptionierung des Messsystems sind das statische System der Brücke sowie die geometrischen und materiellen Gegebenheiten. Diese bestimmen maßgeblich die Anzahl, die Position sowie den erforderlichen Frequenzbereich der Sensoren. Dieser Frequenzbereich bestimmt wiederum die Wahl der Sensorart sowie die Abtastrate. Bei kabellosen Messsystemen ist die Synchronisation der Sensoren entscheidend für den Erfolg der Schätzung der modalen Parameter. Diese Aspekte werden in Abschnitt 2.3 tiefgehend erläutert. Nach der Erfassung der Strukturantwort müssen die Daten in eine Datenbank überführt werden. Die Rohdaten werden mithilfe der Signalverarbeitung für die Schätzung der modalen Parameter aufbereitet. Durch die Anwendung der Trendbereinigung und von Filterfunktionen werden Störfrequenzen, resultierend aus den Rauschanteilen bspw. infolge des elektrischen Rauschens, aus den erfassten Signalen eliminiert. Mithilfe der OMA-Verfahren (s. Abschnitt 2.2.2) können die modalen Parameter der Struktur geschätzt werden. Verschiedene Verfahren stehen hierfür zur Auswahl. Die im Rahmen dieser Dissertation verwendeten und untersuchten Verfahren werden in Abschnitt 2.2.2 vorgestellt. Basierend auf einer geeigneten Kombination von unterschiedlichen Schadensidentifikationsverfahren können letztendlich Anomalien detektiert werden, die Rückschlüsse auf Steifigkeitsveränderungen bzw. Änderungen der Massenverhältnisse ermöglichen. Die untersuchten Schadensidentifikationsverfahren werden in Abschnitt 2.2.1 vorgestellt.



Abbildung 2.12: Methodisches Vorgehen des modalbasierten Monitorings von Brücken

2.2.1 Modalbasierte Schadensidentifikationsverfahren

Die modalbasierte Schadensanalyse beruht auf der Annahme, dass eine Schädigung der Struktur einhergeht mit Steifigkeits- bzw. Massenveränderungen oder einer Veränderung der Energiedissipationseigenschaften der Struktur. Aufgrund dieses physikalischen Zusammenhanges verändern Schädigungsprozesse die dynamische Antwort einer Struktur. Der große Vorteil der modalbasierten Schadensidentifikationsverfahren ist das Ermöglichen der Detektion von

Schäden in einem globalen Sinne, insbesondere an unbekannten und unzugänglichen Orten der Brückenkonstruktion. Darüber hinaus ist es nicht erforderlich Messungen direkt am Schadensort durchzuführen. Die Schadenslokalisierung erfolgt über die globalen Veränderungen der modalen Parameter bzw. von ihnen abgeleiteten Größen zwischen einem Referenzzustand (RZ) und einem Vergleichszustand (VZ). Da die modalen Parameter nicht ausschließlich durch strukturelle Änderungen beeinflusst werden, sondern darüber hinaus durch die Betriebsbedingungen und Umwelteinflüsse (s. Abbildung 2.2), wird in dieser Arbeit die Differenzierung dieser Faktoren untersucht, s. Kapitel 3. Gemäß Rytter [7] werden vier Stufen der Schadensbeurteilung unterschieden: (1) Feststellung, (2) Lokalisierung, (3) Quantifizierung und (4) Vorhersage der Restnutzungsdauer. Im Rahmen dieser Arbeit liegt die Konzentration auf den ersten beiden Stufen. Die Quantifizierung und Vorhersage der Restnutzungsdauer können nicht ausschließlich über die modalbasierten Verfahren erfolgen. Hierfür sind genauere lokale Untersuchungen des Schadensbildes z.B. mithilfe von Ultraschallverfahren, Thermografie oder elektromagnetischen Verfahren erforderlich. Die Vorhersage der Restnutzungsdauer kann in der Regel ausschließlich über Vergleichsrechnungen gewährleistet werden. Diese erfordern in der Regel die Erstellung von Finite-Elemente-Modellen (FE-Modellen), die mithilfe von dynamischen Messungen kalibriert werden müssen [39,78]. Eine weitere interessante Möglichkeit der Schadensidentifikation stellt die Anwendung neuronaler Netze dar. Aufgrund ihrer Fähigkeiten wie Mustererkennung, Klassifizierung und Funktionsapproximationen sind sie in der Lage Anomalien in den Messdaten zu erkennen. Eine zuverlässige Methode muss ein Muster in den Antwortschwingungen oder den modalen Parametern einer Struktur identifizieren können, die einen Rückschluss auf eine lokale Schädigung zulassen [23]. Der Fokus dieser Arbeit liegt auf Methoden zur Schadensidentifikation mit physikalischem Hintergrund, die auf den Eigenfrequenzen und Eigenformen basieren. Die modale Dämpfung weist keinen eindeutigen Zusammenhang mit fortschreitenden Schädigungsprozessen auf [20], daher kann sie nicht als zuverlässiger Schadensidentifikationsparameter angesehen werden. Zusätzlich ist die Schätzung der modalen Dämpfung maßgeblich vom verwendeten Schätzverfahren abhängig, s. Abschnitt 2.2.2.
In der Fachliteratur werden zahlreiche modalbasierte Schadensidentifikationsverfahren mit unterschiedlichen Vor- und Nachteilen aufgeführt [35, 36, 46, 81, 119]. Die Fachwelt ist sich einig, dass eine geeignete Kombination mehrerer Methoden Erfolg versprechend ist. Es gibt jedoch unterschiedliche Auffassungen darüber, welche Kombination die zuverlässigsten Ergebnisse liefert. Im Folgenden werden die in dieser Arbeit verwendeten Verfahren vorgestellt. Die Auswahlkriterien für die Zusammenstellung der Verfahren sind:

- Eignung zur Identifikation und / oder der Lokalisierung von Bereichen mit veränderten Steifigkeitseigenschaften
- Eignung zur Identifikation von lokal begrenzten sowie räumlich ausgedehnten Steifigkeitsänderungen
- Anwendbarkeit, unabhängig vom statischen System der Struktur
- Redundanzen unter den Verfahren zur Vermeidung von Fehlalarmen
- Anwendbarkeit sowohl bei numerischen Untersuchungen als auch bei In-situ-Messungen

Eigenfrequenzen

Die Eigenfrequenzen f_n eines gelenkig gelagerten Einfeldträgers der Länge L mit der längenbezogenen Masse $\overline{m}$, dem E-Modul E sowie dem Flächenträgheitsmoment I kann gemäß Gleichung 2.7 berechnet werden. Die Biegesteifigkeit EI ist abhängig von den Materialeigenschaften des Bauteils. Gemäß Razal et al. [99] kann im Falle von Stahlbeton die Biegesteifigkeit, unter Berücksichtigung der im Abschnitt 2.1.1 erläuterten Materialeigenschaften und des Bauteilverhaltens des Verbundwerkstoffes Stahlbeton (s. Abschnitt 2.1.2), unterteilt werden in:

$$EI = K_{StB} = K_{Beton} + K_{Betonstahl} + K_{Verbund} \tag{2.10}$$

Die Steifigkeitseigenschaften des Betons K_{Beton} sind darüber hinaus von dem jeweiligen Lastniveau abhängig:

$$K_{Beton} = K_{B,Zug} + K_{B,Druck} \tag{2.11}$$

Infolge von Schädigungsprozessen kommt es zu Veränderungen der Steifigkeitseigenschaften des Bauteiles. Abhängig vom jeweiligen Schädigungsprozess bzw. Schädigungsgrad können unterschiedliche Steifigkeitseigenschaften beeinflusst werden. Die Korrosion der Bewehrung führt beispielsweise aufgrund der verringerten Querschnittsfläche und der damit einhergehenden Rissbildung im Beton zu einer Steifigkeitsabnahme des Betonstahls $K_{Betonstahl}$ und des Betons K_{Beton}. Zyklische Belastungen von Stahlbetonbauteilen können dagegen u.a. zu einer Verschlechterung der Verbundeigenschaften und somit zu einer Steifigkeitsabnahme $K_{Verbund}$ führen. Infolge von Schädigungsprozessen kommt es zu Steifigkeitsveränderungen die zu Eigenfrequenzverschiebungen Δf_n führen:

$$\Delta f_n = \frac{f_{n,g} - f_{n,u}}{f_{n,u}} \cdot 100\% \tag{2.12}$$

$f_{n,g}$ stellt die n-te Eigenfrequenz des geschädigten und $f_{n,u}$ die des ungeschädigten Bauteils dar. Diese können als Schadensidentifikationsparameter herangezogen werden. Die Schadensidentifikation basierend auf den Eigenfrequenzen ist vorteilhaft, da die Frequenzen mit lediglich einem Sensor messtechnisch erfasst werden können. Des Weiteren sind diese in der Regel weniger mit Messfehlern behaftet und stellen geringere Anforderungen an die Messkette hinsichtlich der Synchronisation, s. Abschnitt 2.3.3. Nachteilig ist, dass Steifigkeitsänderungen, die im Bereich kleiner Krümmungen der Eigenformen auftreten lediglich kleine Änderungen der Eigenfrequenzen bewirken. Dies ist insbesondere im Stützbereich der Fall. Kommt es zu Steifigkeitsänderungen im Bereich von Schwingungsknoten einer Eigenform, so ändert sich die zugehörige Eigenfrequenz nahezu nicht. Weiterhin ist zu beachten, dass die Eigenfrequenzen eine ausgeprägte Temperaturabhängigkeit aufweisen [19, 100], sodass Eigenfrequenzänderungen nicht zwingend alleine auf strukturelle Änderungen zurückzuführen sind, s. Abschnitt 2.1.5.
Darüber hinaus ist die Eigenfrequenz in gleichem Maße von der Massenverteilung des Systems abhängig. Eine Abnahme der Masse, beispielsweise aufgrund von Betonabplatzungen, führt zu einer Erhöhung der Eigenfrequenzen. Aufgrund dieser physikalischen Zusammenhänge können Eigenfrequenzen zur Schadensdetektion genutzt werden. Sie erlauben jedoch

keine Lokalisierung von Schädigungsprozessen (Stufe 2 nach [7]), da sie globale Größen ohne räumlichen Informationsgehalt darstellen.

Eigenformen

Zugehörig zu jeder Eigenfrequenz f_n einer Struktur existiert eine Eigenform ϕ_n. Die Eigenformen liefern räumliche Informationen über die Tragstruktur und ermöglichen die Lokalisierung von Steifigkeitsänderungen der Struktur. Dies steht, wie bei den Eigenfrequenzen, in direktem Zusammenhang mit der Lage der Schädigung im Verhältnis zu den Schwingungsknoten der jeweiligen Eigenformen. Die Sensitivität der Eigenformen gegenüber Schädigungen ist in Bereichen der maximalen Krümmungen am größten. Weiterhin haben die Eigenformen den Vorteil, dass sie nicht sensitiv gegenüber Temperatureinflüssen sind, s. Abschnitt 2.1.5. Eine Änderung der Amplitude oder asymmetrische Eigenformen eines symmetrischen Systems weisen auf Anomalien in der Struktur hin. Für den Vergleich der Eigenformen des Referenzzustandes RZ mit denen des Vergleichszustandes VZ, muss unter Umständen eine Normierung der Eigenformen durchgeführt werden. Eine geeignete Methode stellt die Massennormierung dar:

$$\alpha_n = \frac{1}{\sqrt{\boldsymbol{\phi}_n{}^T \cdot \mathbf{M} \cdot \boldsymbol{\phi}_n}} \tag{2.13}$$

α_n ist der Massennormierungsfaktor für die n-te Eigenform $\boldsymbol{\phi}_n$. Eine diagonale Massenmatrix $\mathbf{M}$ kann im Falle von Messkampagnen geschätzt werden. Zu beachten ist, dass eine Normierung des Maximalwertes auf 1 nicht zum gewünschten Ergebnis führt. Eine mögliche Steifigkeitsänderung im Bereich der Maximalamplitude kann auf diese Weise nicht erkannt werden, da dieser Wert konstant bei 1 gehalten wird. Nachteilig ist, dass die Schätzung der Eigenformen mit deutlich höheren Anforderungen an die Messkette einhergeht. Zusätzlich ist ein ausreichend dichtes Sensornetz erforderlich, um die Beobachtbarkeit aller Eigenformen sicherstellen zu können.

Modal Assurance Criterion

In früheren Studien verwendete man neben den Eigenformen auch das *Modal Assurance Criterion* (MAC) [4] zur Schadensfeststellung. Das MAC ist ein Maß für die Korrelation zwischen zwei Eigenformen ϕ_i und ϕ_k. Es ist wie folgt definiert:

$$MAC(\boldsymbol{\phi}_i, \boldsymbol{\phi}_k) = \frac{|\boldsymbol{\phi}_i{}^H \boldsymbol{\phi}_k|^2}{(\boldsymbol{\phi}_i{}^H \boldsymbol{\phi}_i)(\boldsymbol{\phi}_k{}^H \boldsymbol{\phi}_k)} \tag{2.14}$$

Unter Ausnutzung der Orthogonalitätseigenschaften der Eigenformen kann das MAC Werte zwischen 0 und 1 annehmen. Ein Wert von 0 zeigt an, dass die zu vergleichenden Eigenformen orthogonal zueinander sind, wohingegen ein Wert von 1 bedeutet, dass sie bis auf einen skalaren Skalierungsfaktor identisch sind. Das MAC ist als Schadensidentifikationsverfahren aufgrund

seiner geringen Sensitivität nicht zu empfehlen. Jedoch kann dieser sinnvoll als Grenzwert für die automatisierte Schätzung der modalen Parameter herangezogen werden, s. Abschnitt 2.2.3.

Krümmungen der Eigenformen

Die Krümmungen der Eigenformen reagieren im Vergleich zu den Eigenformen sensitiver auf Änderungen der Struktursteifigkeit. Durch die Berechnung der zweifachen Ableitung der Eigenformen mit dem zentralen Differenzenquotienten, führen bereits kleine Ungenauigkeiten in der geschätzten Eigenform zu einer Verfälschung der Krümmungswerte. Alternativ hat Maeck [73] den *Mixed Approach (v2)* entwickelt, um die Krümmungen der Eigenformen durch eine kombinierte Glättung der gemessenen Eigenformen zu berechnen. Das Prinzip des *Mixed Approach (v2)* basiert auf der Finite-Elemente-Methode. Das System wird in N Elemente zerlegt, wobei die Knotenpunkte den Messpunkten entsprechen. Jeder der Knoten hat drei unabhängige Freiheitsgrade für die Verschiebung v, die Neigung ψ und die Krümmung κ. Die gemessenen Eigenformen $\phi_{m,k}$ werden durch die Minimierung der Funktion in Gleichung 2.15 geglättet. Der erste Term dient zur Minimierung der Differenz zwischen der gemessenen und der geglätteten Eigenform. Die beiden folgenden Terme sorgen für die Glättung der Eigenform und ermöglichen die gleichzeitige Berechnung der Neigungen und Krümmungen der geglätteten Eigenform.

$$\Pi = \sum_{k=1}^{N} \frac{\left(v_k - \phi_{m,k}\right)^2}{2} + \frac{\alpha L_e}{2} \int_0^L \left(\psi - \frac{dv}{dx}\right)^2 dx + \frac{\beta L_e^3}{2} \int_0^L \left(\kappa - \frac{d\psi}{dx}\right)^2 dx \tag{2.15}$$

L ist die Gesamtlänge des Systems, v_k ist die geglättete Eigenform am Messpunkt k (quadratische Interpolation), $\phi_{m,k}$ ist die gemessene Eigenform am Messpunkt k, ψ ist die Neigung (lineare Interpolation) und κ die Krümmung der geglätteten Eigenform (lineare Interpolation). L_e ist der Abstand zwischen zwei Messpunkten bzw. die Elementlänge. α und β sind die Penalty-Faktoren für die geglättete Neigung und Krümmung. Die Penalty-Faktoren müssen vom Anwender gewählt werden. Es ist zu beachten, dass zu kleine Werte zu einer unzureichenden Glättung der Eigenform führen. Andererseits bringen zu große Penalty-Faktoren die Gefahr mit sich, dass starke lokale Amplitudenzunahmen der Krümmung aufgrund einer strukturellen Steifigkeitsänderung unterdrückt werden. Der Vorteil des *Mixed Approach (v2)* [73] ist, dass die modalen Krümmungen ohne zweifache Differenzierung berechnet werden können und die jeweiligen Randbedingungen problemlos berücksichtigt werden können. Das Verfahren setzt äquidistante Abstände zwischen den einzelnen Messpunkten voraus, die ggf. mit einer Spline-Interpolation berechnet werden müssen. Dies verfeinert gleichzeitig das Messraster und ermöglicht eine Reduzierung der benötigten Sensoren. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, dass eine Mindestanzahl an Sensoren erforderlich ist. Deren Positionierung ist entscheidend für die Identifizierung und Lokalisierung von Steifigkeitsänderungen.

Nachgiebigkeitsmatrix

Die Nachgiebigkeitsmatrix ist ein weiteres Verfahren für die modalbasierte Schadensidentifikation. Erstmalig wurde diese Methode von Pandey und Biswas [88] vorgestellt. Die Nachgiebigkeitsmatrix ist definiert als die Inverse der Steifigkeitsmatrix $\mathbf{K}$. Sie kann alternativ über die Eigenformen und Eigenfrequenzen eines Systems berechnet werden. Ausgehend von dem Eigenwertproblem des ungedämpften Systems (Gl. 2.16) mit N Freiheitsgraden kann die Beziehung zwischen den statischen und dynamischen Kenngrößen abgeleitet werden. $\mathbf{\Omega}$ ist die Diagonalmatrix, bestehend aus den Eigenwerten ω_i^2 und $\mathbf{\Phi}$ ist die Matrix mit den zugehörigen Eigenformen $\boldsymbol{\phi}_i$.

$$(\mathbf{K} - \mathbf{\Omega}\mathbf{M}) \cdot \mathbf{\Phi} = 0 \tag{2.16}$$

Aus Gleichung 2.16 kann das folgende pseudostatische System abgeleitet werden:

$$\mathbf{K}\boldsymbol{\phi}_i = \omega_i^2 \mathbf{M}\boldsymbol{\phi}_i \tag{2.17}$$

Die rechte Seite der Gleichung 2.17 entspricht einem Lastvektor, der an einem System mit der Steifigkeitsmatrix $\mathbf{K}$ die Verformung $\boldsymbol{\phi}_i$ bewirkt. Unter Berücksichtigung der Orthogonalitätseigenschaften der Eigenformen (vgl. Gl. 2.13) können die massennormierten Eigenformen $\mathbf{\Phi}$ und deren zugehörige Eigenkreisfrequenzen ω_i in Bezug zur Steifigkeitsmatrix $\mathbf{K}$ gesetzt werden:

$$\mathbf{\Phi}^T \mathbf{K} \mathbf{\Phi} = \mathbf{\Omega} \tag{2.18}$$

Dementsprechend kann die Nachgiebigkeitsmatrix $\mathbf{K}^{-1}$ wie folgt berechnet werden:

$$\mathbf{K}^{-1} = \mathbf{\Phi}\mathbf{\Omega}^{-1}\mathbf{\Phi}^T \tag{2.19}$$

Im Zusammenhang mit der *Operational Modal Analysis* (s. Abschnitt 2.2.2) ist es von Vorteil, dass die niedrigsten Eigenformen maßgeblich die Nachgiebigkeitsmatrix $\mathbf{K}^{-1}$ bestimmen. Diese können im Allgemeinen zuverlässig geschätzt werden. Somit kann die Nachgiebigkeitsmatrix als Summe der gemessenen einzelnen Eigenformen und Eigenfrequenzen (Gl. 2.20) berechnet werden, ohne dass der Anspruch an eine vollständige Identifikation aller Moden einer Struktur besteht.

$$\mathbf{K}^{-1} = \sum_{i=1}^{N} \mathbf{K}_i^{-1} = \sum_{i=1}^{N} \boldsymbol{\phi}_i \frac{1}{\omega_i^2} \boldsymbol{\phi}_i^T \tag{2.20}$$

Physikalisch betrachtet bildet jede Zeile n der Nachgiebigkeitsmatrix die Verformung des Systems bei einer Einheitslast in dem zugehörigen Freiheitsgrad n ab. Durch Aufsummierung der Zeileneinträge ergibt sich die Verformung des Systems unter einer Einheitslast. Unter der Annahme, dass eine Schädigung einhergeht mit einer Steifigkeitsabnahme und somit erhöhte Verformungen im geschädigten Bereich entstehen, kann über die Differenz der Nachgiebigkeitsmatrix $\Delta\mathbf{K}^{-1}$ zwischen einem ungeschädigten (RZ) und geschädigten (VZ) Zustand der Bereich mit reduzierter Steifigkeit lokalisiert werden:

$$\Delta\mathbf{K}^{-1} = \mathbf{K}_{RZ}^{-1} - \mathbf{K}_{VZ}^{-1} \tag{2.21}$$

Es können entweder die Einträge der Hauptdiagonalen von $\Delta\mathbf{K}^{-1}$ zur Schadenslokalisierung herangezogen werden oder alternativ empfehlen Pandey und Biswas [88] die Betrachtung der Maximalwerte jeder Spalte der Differenzmatrix $\Delta\mathbf{K}^{-1}$. Nachteilig ist, dass die Berechnung der Nachgiebigkeitsmatrix massennormierte Eigenformen erfordert. Darüber hinaus ermöglicht sie nicht immer eine eindeutige Schadenslokalisierung. Der Erfolg dieser Methode ist signifikant vom Schadensort und dem statischen System abhängig. Eine Schädigung an Auflagerpunkten kann mithilfe der Nachgiebigkeitsmatrix nicht lokalisiert werden, da es hier zu keinen Verformungen und somit zu keinen Veränderungen der Matrixeinträge kommen kann. [88,119]

Schadensindex-Methode

Die Schadensindex-Methode, entwickelt von Stubbs et al. [120], ist ein Lokalisierungsverfahren basierend auf der modalen Verzerrungsenergie. Für einen Euler-Bernoulli-Balken kann die Formänderungsenergie W in den modalen Raum übertragen werden:

$$W = \frac{1}{2}\int_0^L EI_y \left(\frac{d^2u_z}{dx^2}\right)^2 dx \qquad \Rightarrow \qquad U_i = \frac{1}{2}\int_0^L EI \cdot \kappa_i^2 dx \tag{2.22}$$

U_i ist die Verzerrungsenergie der Eigenform ϕ_i und κ_i ist die zughörige modale Krümmung. Durch die Unterteilung des Balkens der Länge L in N Elemente kann die modale Verzerrungsenergie U_{ij} für das j-te Element der i-ten Eigenform berechnet werden:

$$U_{ij} = \frac{1}{2}\int_j (EI)_j \kappa_i^2 dx \tag{2.23}$$

Die anteilige Energie für ein Element ergibt sich für den ungeschädigten Zustand gemäß Gleichung 2.24. Dieser Zusammenhang gilt ebenfalls für den mit dem Index g gekennzeichneten geschädigten Zustand.

$$F_{ij} = \frac{U_{ij}}{U_i} \tag{2.24}$$

Das Verhältnis der anteiligen Verzerrungsenergie kann als Schadensindikator β_{ij} (Gl. 2.25) herangezogen werden. Zur Vermeidung von Singularitäten wird die Referenzachse um 1 verschoben:

$$\beta_{ij} = \frac{1 + F_{ij}^g}{1 + F_{ij}} \tag{2.25}$$

Unter der Annahme, dass die Biegesteifigkeit EI des s-ten Elementes bei ausreichend kleiner Elementlänge annähernd konstant ist, kann der Schadensindikator β_{si} mithilfe der Krümmungen der Eigenformen κ_i des ungeschädigten (u) und des geschädigten (g) Zustandes ermittelt werden:

$$\beta_{si} = \frac{\int_{x_{s-1}}^{x_s} \kappa_{i,g}^2 dx + \int_0^L \kappa_{i,g}^2 dx}{\int_{x_{s-1}}^{x_s} \kappa_{i,u}^2 dx + \int_0^L \kappa_{i,u}^2 dx} \cdot \frac{\int_0^L \kappa_{i,u}^2 dx}{\int_0^L \kappa_{i,g}^2 dx} \tag{2.26}$$

Die Berücksichtigung mehrerer Moden kann über die Superposition der Schadensparameter β_{si} erfolgen:

$$\beta_s = \sum_{i=1}^{n} \beta_{si} \tag{2.27}$$

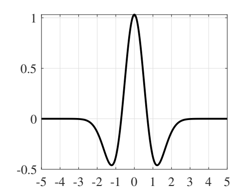
Stubbs et al. [120] empfehlen des Weiteren eine Normierung des superponierten Schadensindex β_s anhand dessen Mittelwertes μ_β und Standardabweichung σ_β:

$$Z_s = \frac{\beta_s - \mu_\beta}{\sigma_\beta} \tag{2.28}$$

Zur Beurteilung des Systemzustandes ist ein Schwellenwert des normierten Schadensindikators Z_s erforderlich. Stubbs et al. [120] empfehlen einen Grenzwert von $Z_s > 2$. Haag [46] empfiehlt dagegen einen Grenzwert von $Z_s > 1,5$. Zu beachten ist, dass eine Senkung des Schwellenwertes die Wahrscheinlichkeit von Fehlalarmen steigert, wohingegen ein zu hoch gewählter Grenzwert die Gefahr des Übersehens eines Schadens erhöht. Der Vorteil der Schadensindex-Methode ist, dass keine normierten Eigenformen erforderlich sind. Des Weiteren sind die niedrigsten Moden ausreichend zur Berechnung des Schadensindex Z_s. Nachteilig ist, dass eine qualitativ hochwertige Ermittlung der Krümmungen der Eigenformen ein dichtes Sensornetz erfordert. Darüber hinaus ist eine angemessene Definition des Schwellenwertes zur Schadensbeurteilung eine große Herausforderung. Jedoch kann die Schadensindex-Methode zur Bestätigung eines bereits vermuteten Schadens genutzt werden. Eigene Untersuchungen (s. Kapitel 3) haben gezeigt, dass die Definition von Vertrauensbereichen über die Berücksichtigung von mindestens zwei Schwellenwerten und die Ermittlung der Krümmungen aus über mehreren Zeitfenstern gemittelten Eigenformen, die Auftretenswahrscheinlichkeit von Fehlalarmen stark reduziert. Darüber hinaus kann es sinnvoll sein, nicht nur den superponierten und normierten Schadensindex Z_s zu berücksichtigen, sondern zusätzlich eine getrennte Betrachtung gemäß den einzelnen Eigenformen i. Dies kann die Vermeidung von Fehlalarmen unterstützen.

Kontinuierliche Wavelet-Transformation

Eine weitere Methode zur Schadenslokalisierung wurde von Solís et al. [116] entwickelt und basiert auf der kontinuierlichen Wavelet-Transformation (CWT). Die Autoren haben die Eignung dieser Methode anhand von selektiv geschädigten Stahlträgern mit unterschiedlichen Sägeschnitten validiert [116]. Diese Methode kann ebenfalls bei Stahlbetonkonstruktionen angewendet werden und ist in der Lage räumlich verteilte Steifigkeitsänderungen zu lokalisieren. Wavelets sind schnell abklingende Wellen, die um ihren Mittelwert Null oszillieren. Im Gegensatz zu unendlich kontinuierlichen Sinuswellen der Fourier-Transformation sind Wavelets für eine begrenzte Zeitspanne definiert und nehmen ansonsten den Wert Null an. Daher ermöglichen Wavelets eine Auflösung sowohl im Frequenz- als auch im Zeitbereich. Es gibt viele verschiedene Größen und Formen von Wavelets, die in Abhängigkeit des Anwendungsbereiches ausgewählt werden müssen. Abbildung 2.13 zeigt die beiden für die Schadensidentifikation geeigneten Wavelets: das Gaussian- und das Daubechies-Wavelet.



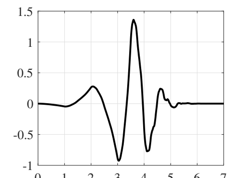


Abbildung 2.13: Geeignete Wavelets für die Schadenslokalisierung: Gaussian-Wavelet 2. Ordnung (links) und Daubechies-Wavelet 4. Ordnung (rechts)

Das Gaussian-Wavelet ist für numerische Untersuchungen geeignet, während das Daubechies-Wavelet bessere Ergebnisse bei Verwendung von realen Messdaten liefert. Die Wavelet-Transformation unterliegt der Unschärferelation der Nachrichtentechnik. Es muss ein Kompromiss zwischen der zeitlichen Auflösegenauigkeit und der Auflösung im Frequenzbereich eingegangen werden. Eine beliebige Genauigkeit in beiden Bereichen ist nicht möglich. Grundsätzlich ist es das Ziel bei niedrigen Frequenzen eine hohe Auflösung im Frequenzbereich und bei hohen Frequenzen eine hohe Auflösegenauigkeit im Zeitbereich zu erreichen. Das Verfahren beruht auf dem Vergleich des Wavelets ψ mit dem zu analysierenden Signal. Die Skalierung und Verschiebung des Wavelets ψ ermöglicht unterschiedliche Auflösegenauigkeiten. Ein größerer Skalierungsfaktor ($s > 1$) führt zu einem gestreckten Wavelet, dies entspricht einer niedrigeren Frequenz. Ein kleinerer Skalierungsfaktor s führt zu einem gestauchten Wavelet, welches einer höheren Frequenz entspricht. Die zeitliche Auflösegenauigkeit wird durch das Verschieben des Wavelets auf der Zeitachse erreicht. Sich langsam ändernde Signale können durch ein gestrecktes Wavelet detektiert werden, während ein komprimiertes Wavelet die Erkennung von abrupten Änderungen erlaubt. Für die Nutzung der kontinuierlichen Wavelet-Transformation zur Schadensdetektion [116] muss diese vom Zeitbereich in den räumlichen Bereich übertragen werden:

$$\begin{aligned} CWT_g\,(u,s) &= \frac{1}{\sqrt{s}} \int_{-\infty}^{+\infty} g(\mathbf{t}) \cdot \psi^* \left(\frac{\mathbf{t}-u}{s}\right) d\mathbf{t} \\ &\Downarrow \\ CWT_y\,(u,s) &= \frac{1}{\sqrt{s}} \int_{-\infty}^{+\infty} y(\mathbf{x}) \cdot \psi^* \left(\frac{\mathbf{x}-u}{s}\right) d\mathbf{x} \end{aligned} \tag{2.29}$$

$g(t)$ und $y(x)$ sind die zu transformierenden Signale, u ist der Translationsparameter und s ist der Skalierungsparameter. ψ^* bezeichnet die konjugiert komplexe Waveletfunktion. CWT_g und CWT_y sind die kontinuierlichen Wavelet-Transformationen der Funktionen $g(t)$ und $y(x)$. Betrachtet man statt der Zeitachse t die Längsachse x einer Struktur und untersucht statt der Zeitverläufe die Differenz zwischen den Eigenformen eines RZ und eines VZ, so können Veränderungen entlang der Längsachse einer Struktur erkannt werden. Für eine erfolgreiche Durchführung der ortsbezogenen Schadenserkennung mittels der CWT, ist die Berücksichtigung der Definition der CWT für ein unendliches Integrationsintervall relevant. Aufgrund des endlichen Intervalls des zu untersuchenden Signals (Differenz der Eigenformamplituden) treten Singularitäten an den Endpunkten des Signals auf. Dieses Verhalten ähnelt dem Leck-Effekt

bei der Fourier-Transformation. Dieses instabile Verhalten der Wavelet-Koeffizienten wird als *Randeinfluss* (*engl.* edge effect) bezeichnet. Dieser Randeinfluss ist ein erheblicher Nachteil, da er die Erkennung von Schäden im Bereich der Randstützen verhindert. Um diesen Nachteil zu überwinden, empfehlen Solís et al. [116] eine asymmetrische Erweiterung der Eigenformen an beiden Enden mit der ursprünglichen Eigenform. Das resultierende Intervall ist $[-L_{Struktur} \quad 2 \cdot L_{Struktur}]$. Die Wavelet-Transformation kann anschließend mit dem erweiterten Signal durchgeführt werden, sodass das ursprüngliche Signal frei von Randeinflüssen ist. Im nächsten Schritt muss in der Regel die Anzahl der Interpolationspunkte des Eingangssignals durch eine Spline-Interpolation erhöht werden [101]. Für die Berechnung von aussagekräftigen Koeffizienten wird eine erhebliche Anzahl von Punkten benötigt, während in der Praxis in der Regel ausschließlich eine sehr begrenzte Anzahl von Sensoren zur Verfügung steht. Bei nicht äquidistanten Abständen zwischen den Messpunkten ist ebenfalls eine Spline-Interpolation erforderlich. Zu beachten ist, dass die Randauflager mit Messpunkten belegt sind. Die Wavelet-Transformation kann für jede erweiterte Differenz der Eigenformen gemäß Gleichung 2.30 durchgeführt werden:

$$CWT^i_{\phi_{\Delta,erw}}(u,s) = \frac{1}{\sqrt{s}} \int_{-\infty}^{+\infty} \left(\phi^i_{sp,erw,VZ}(x) - \phi^i_{sp,erw,RZ}(x)\right) \psi^* \left(\frac{x-u}{s}\right) dx \qquad (2.30)$$

$CWT^i_{\phi_{\Delta,erw}}$ sind die CWT-Koeffizienten der erweiterten (erw) Differenz (Δ) der Eigenform i und $\phi^i_{sp,erw,VZ}(x)$ ist die spline-interpolierte (sp) erweiterte Eigenform ϕ des VZ. Entsprechend ist $\phi^i_{sp,erw,RZ}(x)$ die des RZ. Um ein Gesamtergebnis für die Schadenslokalisierung zu erhalten, werden die Ergebnisse der einzelnen Eigenformen basierend auf den Frequenzänderungen gewichtet und superponiert, s. Gleichung 2.31. Durch diese Gewichtung können diejenigen Eigenformen hervorgehoben werden, die von der jeweiligen Schädigung besonders betroffen sind. Hierfür werden die CWT-Koeffizienten im ursprünglichen Intervall $[0 \quad L_{Struktur}]$ betrachtet:

$$CWT_{sum}(u,s) = \sum_{i=1}^{N} \left|CWT^i_{\phi,\Delta}(u,s)\right| \cdot \left(1 - \frac{\omega^i_{RZ}}{\omega^i_{VZ}}\right)^2 \qquad (2.31)$$

Schließlich werden die CWT-Koeffizienten für jede Skala auf Eins normiert (Gl. 2.32), sodass eine ganzheitliche Analyse aller Skalen möglich ist.

$$CWT_{sum,norm}(u,s) = \frac{CWT_{sum}(u,s)}{max\,[CWT_{sum}(u,s)]_s} \qquad (2.32)$$

Der Informationsgehalt der niedrigen Skalen würde ohne Normierung ausgeblendet werden. Nachteilig ist dagegen, dass nach einer Normierung der CWT-Koeffizienten, Aussagen über die Intensität einer Schädigung nicht mehr möglich sind. Dagegen erlaubt die Normierung eine Lokalisierung des geschädigten Bereiches. Eine Schädigung liegt vor, wenn in einem Bereich für fast alle Skalen Maximalwerte (≈ 1) erreicht werden.

2.2.2 Operational Modal Analysis

Verfahren zur experimentellen Ermittlung der modalen Parameter von Strukturen werden seit den 1960er Jahren entwickelt [98]. Ihren Ursprung finden diese vor allem im Maschinenbau und der Luft- und Raumfahrttechnik. Die ersten Ansätze beruhen auf der Messung der Strukturantwort und der messtechnischen Erfassung einer oder mehrerer kontrollierter Erregungskräfte. Diese Herangehensweise ist heutzutage unter dem Begriff *Experimental Modal Analysis* (EMA) bekannt. Die EMA-Verfahren fanden auch Anwendung im Bauingenieurwesen [14, 98]. Aufgrund der steifen und schweren Strukturen ist es jedoch aufwendig und kostspielig diese kontrolliert und messbar anzuregen. Daher wurden die EMA-Verfahren seit Mitte der 1990er Jahre zu den wirtschaftlicheren *Operational Modal Analysis*-Verfahren (OMA-Verfahren) [98] weiterentwickelt. Im deutschsprachigen Raum ist die OMA teilweise unter dem Begriff *Betriebsmodalanalyse* bekannt. Da sich dieser Begriff in Fachkreisen nicht etabliert hat, wird im Rahmen dieser Arbeit der englische Fachbegriff verwendet. Die Grundidee der OMA-Verfahren ist, dass die frei vorhandene ambiente Anregung durch beispielsweise Wind, Verkehr und Mikrobeben als Erregungsquelle genutzt werden kann. Hierbei wird die Annahme getroffen, dass die ambiente Erregung die Charakteristik des weißen Rauschens aufweist und somit die Struktur breitbandig über einen weiten Frequenzbereich angeregt wird. Es ist nicht zwingend erforderlich, dass die ambienten Anregungen tatsächlich dem weißen Rauschen entsprechen, solange alle Frequenzen, die von Interesse sind, angeregt werden. Der Hauptunterschied zwischen den EMA- und den OMA-Verfahren ist die Formulierung des Eingangssignals. Die OMA-Verfahren stellen aufgrund der Betrachtung der Erregung als zufällige Größe das stochastische Gegenstück zu den deterministischen EMA-Verfahren dar. Das Spektrum des Antwortsignals enthält alle Informationen über die Struktur, wenn diese durch weißes Rauschen angeregt wird und somit das Eingangsspektrum konstant ist. In der Regel haben jedoch die Erregungsquellen eine eigene spektrale Verteilung, sodass im Antwortspektrum die Eigenschaften des Eingangssignals und die modalen Parameter der Struktur enthalten sind. Die Unterscheidung zwischen den Moden der Struktur und den Eigenschaften des Anregungssystems ist möglich, da die Struktur eine schmalbandige Antwort aufweist und zeitinvariante Eigenschaften besitzt, wohingegen die ambiente Erregung breitbandig ist und entweder zeitvariable oder zeitinvariante Komponenten aufweisen kann. Des Weiteren ist eine wichtige Grundvoraussetzung für die Anwendung der OMA-Verfahren, dass die ambiente Erregung räumlich und zeitlich zufällig verteilt auf die Struktur wirkt. [98]

Die OMA-Verfahren weisen einige Vorteile gegenüber den EMA-Verfahren auf. Sie erfordern keine Unterbrechung des Verkehrs und ermöglichen eine Dauerüberwachung des Bauwerkes, da die ambienten Erregungsquellen jederzeit vorhanden sind. Des Weiteren sind sie kostengünstig und schnell umsetzbar. Die im Rahmen der OMA geschätzten modalen Parameter spiegeln zusätzlich den aktuellen Zustand unter tatsächlichen Betriebsbedingungen wider. Das Aufbringen von künstlichen starken Erregungskräften, die potenziell die Struktur schädigen können, ist dank den OMA-Verfahren nicht erforderlich. Nachteilig ist, dass aufgrund des geringen Anregungsniveaus sehr sensitive und rauscharme Sensoren benötigt werden. Darüber hinaus können ausschließlich unskalierte Eigenformen ermittelt werden, da keinerlei Informationen über die Erregungsquellen vorliegen. Gegebenenfalls können gewisse Frequenzen nicht

angeregt werden, infolge des Frequenzgehaltes der ambienten Erregung. Dies kann insbesondere bei sehr steifen Strukturen mit hohen Eigenfrequenzen der Fall sein. Allen OMA-Verfahren liegen die folgenden Annahmen zu Grunde: [98]

- *Linearität:* Die Antwort des Systems, auf eine gegebene Kombination von Eingangssignalen, ist gleich derselben Kombination der entsprechenden Ausgangssignale. [98]
- *Stationarität:* Die dynamischen Eigenschaften der Struktur ändern sich im Laufe der Zeit nicht, sodass die Koeffizienten der Differentialgleichungen, welche die dynamische Reaktion der Struktur bestimmen, unabhängig von der Zeit sind. [98]
- *Beobachtbarkeit:* Die Anordnung der Sensoren wurde passend gewählt, sodass die relevanten Moden erfasst werden können. [98]

Die Annahme der Stationarität ist zwar eine Grundvoraussetzung der OMA-Verfahren, jedoch führt eine Nichterfüllung dieser Annahme nicht automatisch zu einer unzuverlässigen Schätzung der modalen Parameter. In der Praxis wird der Ingenieur oft mit nichtstationären Erregungsquellen konfrontiert. Beispielhaft hierfür ist die Erregung von Brücken infolge der zeitlich und räumlich variablen Erregungskräfte resultierend aus dem Fußgänger- oder Fahrzeugverkehr. Wesentlich wichtiger ist die Stationarität des zu untersuchenden Systems während des Analysezeitraumes. Im Falle der modalbasierten Überwachung von Brückenüberbauten ist die Annahme der Stationarität des Systems zulässig, da innerhalb der üblichen Signallängen von einem stationären Zustand der Brücke ausgegangen werden kann. Lediglich die Betrachtung von sehr langen Signallängen können problematisch sein aufgrund von Systemänderungen infolge von Ermüdungsprozessen. Die Erregung der Brücken durch passierende Fahrzeuge kann vielmehr als optimale Erregungsquelle angesehen werden. Sie führt zu einer räumlich verteilten und zufälligen Erregung der Struktur. Darüber hinaus kann die Erregung infolge unterschiedlicher passierender Fahrzeuge als voneinander unabhängig angesehen werden. [14]
In den vergangen drei Jahrzehnten wurden zahlreiche OMA-Verfahren entwickelt. Diese werden klassischerweise in Verfahren im Frequenzbereich und im Zeitbereich und des Weiteren in parametrische und nichtparametrische Verfahren unterschieden, s. Abbildung 2.14. Eine umfassende Übersicht über die OMA-Verfahren findet der interessierte Leser in [98] und [130].
Im Rahmen dieser Arbeit werden im Folgenden ausschließlich die Verfahren genauer vorgestellt, die in der Arbeit Anwendung finden. Die Auswahlkriterien für die jeweiligen Verfahren sind (1) die Eignung für die Schätzung der modalen Parameter von Brückenbauwerken, (2) die damit verbundenen Anforderungen an die Hardware sowie (3) die erforderliche Rechenzeit. Insgesamt wurden drei Verfahren ausgewählt. Es handelt sich hierbei um die *Frequency Domain Decomposition*-Methode [15], einem nichtparametrischen Verfahren im Frequenzbereich und der *Covariance-Driven Stochastic Subspace Identification*-Methode [91, 92] sowie die *Correlation Signal Subset-based Stochastic Subspace Identification*-Methode [128]. Die beiden letzteren Methoden gehören zu den parametrischen Verfahren im Zeitbereich.

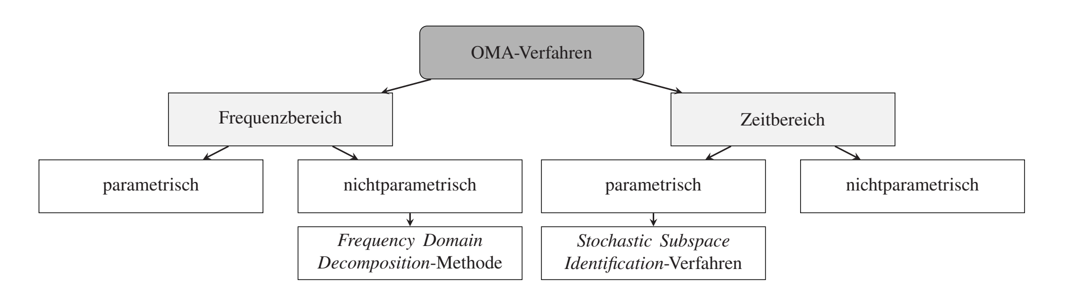


Abbildung 2.14: Klassifikation der OMA-Verfahren

Frequency Domain Decomposition-Methode

Die *Frequency Domain Decomposition*-Methode (FDD-Methode) [15] ermöglicht die Identifikation von nahe beieinander liegenden Eigenformen sowie die Ermittlung der Dämpfungsgrade. Sie ist eine einfache und benutzerfreundliche Methode und stellt eine Weiterentwicklung der *Peak Picking*-Methode [12] dar. Das Verfahren basiert auf der Interpretation der Antwortspektren, die über die Welch-Methode berechnet werden. Zunächst erfolgt die modale Erweiterung der Strukturantwort $\mathbf{y}(t)$:

$$\mathbf{y}(t) = \mathbf{\Phi}\mathbf{p}(t) \tag{2.33}$$

Diese ergibt sich aus der Multiplikation der Modalmatrix $\mathbf{\Phi}$ mit dem Vektor der modalen Koordinaten $\mathbf{p}(t)$. Die Korrelationsmatrix $\mathbf{R}_{yy}(\tau)$ kann aus den Antwortzeitsignalen berechnet werden:

$$\mathbf{R}_{yy}(\tau) = E[\mathbf{y}(t+\tau)\mathbf{y}(t)^T] = \mathbf{\Phi}\mathbf{R}_{pp}(\tau)\mathbf{\Phi}^T \tag{2.34}$$

Die Fouriertransformation der Korrelationsmatrix $\mathbf{R}_{yy}(\tau)$ liefert das einseitige Leistungsdichtespektrum $\mathbf{G}_{yy}(\omega)$ (*engl.* power spectral density - PSD):

$$\mathbf{G}_{yy}(\omega) = \mathbf{\Phi}\mathbf{G}_{pp}(\omega)\mathbf{\Phi}^H \tag{2.35}$$

$\mathbf{G}_{pp}(\omega)$ ist die Leistungsdichtespektrum-Matrix (PSD-Matrix) der modalen Koordinaten. Diese ist eine Diagonalmatrix, wenn die modalen Koordinaten unkorreliert sind. Durch die Singulärwertzerlegung (SVD) der PSD-Matrix bei einer bestimmten Frequenz ω erhält man folgende Faktorisierung:

$$\mathbf{G}_{yy}(\omega) = \mathbf{U}\mathbf{\Sigma}\mathbf{V}^H \tag{2.36}$$

$\mathbf{U}$ und $\mathbf{V}$ sind komplexe, quadratische Matrizen mit den linken und rechten Singulärvektoren und $\mathbf{\Sigma}$ ist die Diagonalmatrix der Singulärwerte, die in absteigender Reihenfolge angeordnet

sind. Da die PSD-Matrix hermitesch und positiv definit ist, gilt $\mathbf{U} = \mathbf{V}$ und die SVD kann wie folgt umformuliert werden:

$$\mathbf{G}_{yy}(\omega) = \mathbf{U\Sigma U}^H \tag{2.37}$$

Der Vergleich der Gleichung 2.37 mit Gleichung 2.35 zeigt eine direkte Beziehung zwischen den Singulärvektoren und den Eigenformen. Die Singulärwerte stehen ebenfalls in Beziehung zu den modalen Antworten. Diese können verwendet werden, um die Spektren äquivalenter Ein-Freiheitsgrad-Systeme zu definieren, die durch die gleichen modalen Parameter charakterisiert sind, wie die Moden, die zur Antwort des untersuchten Mehr-Freiheitsgrad-Systems beitragen. Nahe einer Resonanz enthält der erste Singulärwert die Information über die dominante Mode bei dieser Frequenz, da die SVD die Singulärwerte in absteigender Reihenfolge liefert. Des Weiteren entspricht die Anzahl der von Null verschiedenen Elemente in der Diagonalmatrix der Singulärwerte $\mathbf{\Sigma}$ dem Rang der PSD-Matrix bei der betrachteten Frequenz. Diese Eigenschaft kann zur Identifizierung eng beieinander liegender oder sogar koinzidenter Moden verwendet werden. Tatsächlich wird der Rang der PSD-Matrix der Antwortzeitverläufe durch die Anzahl dominanter Singulärwerte definiert. Bei einer bestimmten Frequenz ist der Rang der PSD-Matrix gleich der Anzahl der Moden, die einen signifikanten Beitrag zur strukturellen Antwort bei dieser bestimmten Frequenz leisten. Unter der Annahme, dass ausschließlich eine Mode bei der Frequenz ω dominant ist und dass die gewählte Frequenz mit der Resonanzspitze der k-ten Mode assoziiert ist, nähert sich die PSD-Matrix vom Rang Eins mit nur einem Term auf der rechten Seite an:

$$\mathbf{G}_{yy}(\omega) = \boldsymbol{\sigma}_1 \mathbf{u}_1 \mathbf{u}_1{}^H, \omega \rightarrow \omega_k \tag{2.38}$$

Der erste singuläre Vektor $\mathbf{u}_1$ stellt, in einem solchen Fall, eine Schätzung der Eigenform der k-ten Mode dar [14, 15, 98]:

$$\hat{\boldsymbol{\phi}}_k = \mathbf{u}_1(\omega_k) \tag{2.39}$$

Der entsprechende Singulärwert $\boldsymbol{\sigma}_1$ ist folglich eine Schätzung der zugehörigen Eigenfrequenz. Die Implementierung dieser Methode in MATLAB® erfolgte in Anlehnung an die Arbeit von Cheynet [26]. [14, 15, 98]

Stochastic Subspace Identification-Verfahren

Die *Stochastic Subspace Identification*-Verfahren (SSI-Verfahren) basieren auf Zustandsraummodellen (*engl.* state-space). Das Ziel dieser Modelle ist die Umwandlung der Bewegungsdifferentialgleichung 2. Ordnung in zwei Gleichungen 1. Ordnung. Die Definition erfolgt durch die sogenannte Zustandsgleichung (*engl.* state equation) (Gl. 2.40) und der Beobachtungsgleichung (*engl.* observation equation) (Gl. 2.41).

$$\mathbf{x}_{t+1} = \mathbf{A}\mathbf{x}_t + \mathbf{w}_t \tag{2.40}$$

$$\mathbf{y}_t = \mathbf{C}\mathbf{x}_t + \mathbf{v}_t \tag{2.41}$$

A ist die Zustandsmatrix (*engl.* state matrix) und **C** stellt die Ausgangsmatrix (*engl.* output matrix) dar. Die Zustandsgleichung modelliert das dynamische Verhalten des physikalischen Systems. Die Beobachtungsgleichung beschreibt, welcher Teil des dynamischen Systems in den Antwortschwingungen des Systems beobachtet werden kann. $\mathbf{y}_t$ stellt die Antwortschwingungen des physikalischen Systems dar, $\mathbf{w}_t$ das Prozessrauschen und $\mathbf{v}_t$ das Messrauschen. Das Prozessrauschen ist das Eingangssignal, das die Systemdynamik hervorruft, während das Messrauschen die direkte Störung der Systemreaktion ist. Die Herleitung dieser beiden Gleichungen findet der interessierte Leser in [98]. Es gibt zahlreiche verschiedene Formulierungen der SSI-Verfahren. Im Folgenden werden zwei davon vorgestellt, die auch im Rahmen dieser Arbeit zum Einsatz kommen. [14, 98]

Covariance-Driven Stochastic Subspace Identification-Methode

Die *Covariance-Driven Stochastic Subspace Identification*-Methode (CoV-SSI-Methode) gehört zu den parametrischen Zeitbereichsverfahren. Die CoV-SSI-Methode befasst sich mit dem Identifizierungsproblem eines stochastischen Zustandsraummodells aus Antwortschwingungen eines Systems. Der Ursprung dieser Methode kann auf die Systemrealisierungstheorie für deterministische Fälle (Input-Output Fälle) und das von Ho und Kalman [50] entwickelte Konzept der Minimalrealisierung zurückgeführt werden. Grundlegend für solch einen Ansatz ist die Überprüfung ob alle Systemzustände, die von Interesse sind, kontrolliert und beobachtet werden können. Es kann gezeigt werden, dass ein System beobachtbar und kontrollierbar ist, wenn eine bestimmte Bedingung für den Rang von zwei spezifischen Matrizen, der Beobachtbarkeits- und Kontrollierbarkeitsmatrix, erfüllt ist. Ein System der Ordnung n ist genau dann beobachtbar bzw. kontrollierbar, wenn die Beobachtbarkeits- $\mathbf{O}_i$ und Kontrollierbarkeitsmatrix $\mathbf{\Gamma}_i$ den Rang n hat. Die Lösung des Realisierungsproblems besteht darin, aus den gemessenen Daten eine minimale Realisierung der Ordnung n der Zustandsraummatrizen zu bestimmen. Die tatsächliche Ordnung des Systems ist in der Praxis nicht bekannt und die Bestimmung wird immer von einer gewissen Unsicherheit aufgrund von Rauscheffekten beeinflusst. Die Bestimmung der korrekten Ordnung des Systems ist in der Regel eine sehr komplexe Aufgabe. Ein konservativer Ansatz, um alle strukturellen Moden zu identifizieren, besteht in der Überschätzung der Ordnung des Systems. Dies führt zum Auftreten zusätzlicher nicht-physikalischer Pole. Zur Sortierung der Pole sind spezifische Kriterien und Werkzeuge erforderlich, s. Unterabschnitt „Stabilitätsdiagramm". Das Verfahren der CoV-SSI-Methode beruht auf der Berechnung der Korrelationsmatrizen der Antwortschwingungen zum Zeitversatz i:

$$\mathbf{R}_i = \frac{1}{N-i}\mathbf{Y}_{(1:N-i)}\mathbf{Y}_{(i:N)}{}^T \tag{2.42}$$

$\mathbf{Y} = [\mathbf{y}_1 \quad \mathbf{y}_2 \quad \dots \quad \mathbf{y}_N]$ ist die Datenmatrix der Antwortschwingungen mit der Dimension $l{\times}N$. l ist die Anzahl der Messpunkte und N die Anzahl der Samples. $\mathbf{R}_i$ ist die erwartungstreue Schätzung der Korrelationsmatrix mit einer Zeitverschiebung i, basierend auf einer endlichen Anzahl von Daten. $\mathbf{Y}_{(1:N-i)}$ und $\mathbf{Y}_{(i:N)}$ ist die Datenmatrix, wobei die letzten i Datenpunkte

bzw. die ersten i Datenpunkte entfernt wurden. Die erwartungstreu geschätzten Korrelationen $\mathbf{R}_i$ bei verschiedenen Zeitverschiebungen i können in der Block-Toeplitz-Matrix $\mathbf{T}_{1|i}$ erfasst werden:

$$\mathbf{T}_{1|i} = \begin{bmatrix} \mathbf{R}_i & \mathbf{R}_{i-1} & \dots & \mathbf{R}_1 \\ \mathbf{R}_{i+1} & \mathbf{R}_i & \dots & \mathbf{R}_2 \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ \mathbf{R}_{2i-1} & \mathbf{R}_{2i-2} & \dots & \mathbf{R}_i \end{bmatrix} \tag{2.43}$$

Jede Korrelationsmatrix $\mathbf{R}_i$ hat die Dimension $l \times l$ und folglich hat die Block-Toeplitz-Matrix $\mathbf{T}_{1|i}$ die Dimension $li \times li$. Für die Identifikation eines Systems n-ter Ordnung muss die Anzahl i der Zeilen folgende Bedingung erfüllen:

$$li \geq n \tag{2.44}$$

Die Herausforderung bei praktischen Anwendungen ist die unbekannte Ordnung des Systems. Eine Schätzung der Anzahl von Moden im relevanten Frequenzbereich ist über die Anzahl der lokalen Extrema in der Spur der PSD-Matrix möglich. Alternativ kann die Anzahl der Moden über die Singulärwertdarstellung, die durch die SVD der PSD-Matrix angegeben wird, ermittelt werden. Die Anwendung der Faktorisierungseigenschaft der Korrelationsmatrizen:

$$\mathbf{R}_i = \mathbf{C}\mathbf{A}^{i-1}\mathbf{G} \tag{2.45}$$

auf die Block-Toeplitz-Matrix $\mathbf{T}_{1|i}$ liefert:

$$\mathbf{T}_{1|i} = \begin{bmatrix} \mathbf{C} \\ \mathbf{CA} \\ \vdots \\ \mathbf{CA}^{i-1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{A}^{i-1}\mathbf{G} & \dots & \mathbf{AG} & \mathbf{G} \end{bmatrix} = \mathbf{O}_i\mathbf{\Gamma}_i \tag{2.46}$$

G ist die nächste Zustands-Ausgabe-Kovarianz-Matrix (*engl.* next state-output covariance matrix). Die Beobachtbarkeitsmatrix $\mathbf{O}_i$ (*engl.* observability matrix) und die umgekehrte Kontrollierbarkeitsmatrix $\mathbf{\Gamma}_i$ (*engl.* reversed controllability matrix) ergeben sich zu:

$$\mathbf{O}_i = \begin{bmatrix} \mathbf{C} \\ \mathbf{CA} \\ \vdots \\ \mathbf{CA}^{i-1} \end{bmatrix} \tag{2.47}$$

$$\mathbf{\Gamma}_i = \begin{bmatrix} \mathbf{A}^{i-1}\mathbf{G} & \dots & \mathbf{AG} & \mathbf{G} \end{bmatrix} \tag{2.48}$$

Wenn die Bedingung 2.44 erfüllt ist und das System beobachtbar und kontrollierbar ist, entspricht der Rang der Block-Toeplitz-Matrix n. Die SVD der Block-Toeplitz-Matrix $\mathbf{T}_{1|i}$ liefert ihren Rang. Dieser entspricht der Anzahl von Null verschiedenen Singulärwerten.

$$\mathbf{T}_{1|i} = \mathbf{U\Sigma V}^T = \begin{bmatrix} \mathbf{U}_1 & \mathbf{U}_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{\Sigma}_1 & \mathbf{O} \\ \mathbf{O} & \mathbf{O} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{V}_1^T \\ \mathbf{V}_2^T \end{bmatrix} \tag{2.49}$$

Wenn ausschließlich die Singulärwerte ungleich Null und die zugehörigen Singulärvektoren berücksichtigt werden, gilt unter Berücksichtigung der Gleichungen 2.47 und 2.49:

$$\mathbf{T}_{1|i} = \mathbf{O}_i\mathbf{\Gamma}_i = \mathbf{U}_1\mathbf{\Sigma}_1\mathbf{V}_1^T \tag{2.50}$$

$\mathbf{\Sigma}_1$ ist eine Diagonalmatrix mit den positiven Singulärwerten, die in absteigender Reihenfolge angeordnet sind. $\mathbf{O}_i$ und $\mathbf{\Gamma}_i$ können über eine Teilung der SVD berechnet werden:

$$\mathbf{O}_i = \mathbf{U}_1\mathbf{\Sigma}_1^{\frac{1}{2}}\mathbf{T} \tag{2.51}$$

$$\mathbf{\Gamma}_i = \mathbf{T}^{-1}\mathbf{\Sigma}_1^{\frac{1}{2}}\mathbf{V}_1^T \tag{2.52}$$

Hierbei übernimmt die nichtsinguläre Matrix $\mathbf{T}$ die Rolle einer Ähnlichkeitstransformation. Diese wird auf das Zustandsraummodell angewendet. Da die Wahl von $\mathbf{T}$ eine der unendlich großen äquivalenten Realisierungen des Zustandsraummodells festlegt, kann sie der Einheitsmatrix $\mathbf{I}$ gleichgesetzt werden. Unter Berücksichtigung der Definition der Beobachtbarkeitsmatrix $\mathbf{O}_i$ (Gl. 2.47) und der Kontrollierbarkeitsmatrix $\mathbf{\Gamma}_i$ (Gl. 2.48) kann die Ausgabe-Einfluss-Matrix (*engl.* output influence matrix) $\mathbf{C}$ und die nächste Zustands-Ausgabe-Kovarianz-Matrix (*engl.* state-output covariance matrix) $\mathbf{G}$ als erste Zeile von $\mathbf{O}_i$ und der letzten Spalte von $\mathbf{\Gamma}_i$ ermittelt werden. Im Anhang ist in Abbildung A.1 das Ablaufdiagramm der CoV-SSI-Methode dargestellt [98]. Die Implementierung in MATLAB® erfolgte in Anlehnung an die Arbeit von Cheynet [25]. Neben der CoV-SSI-Methode, bei der das Modell entweder über die Korrelationen oder Kovarianzen identifiziert werden kann, gibt es die *Data-Driven Stochastic Subspace Identification*-Methode (Data-SSI-Methode). Bei diesem Formulierungsansatz wird das Modell direkt anhand der Zeitverläufe der gesammelten Daten der getesteten Struktur und unter Nutzung von Projektionen identifiziert. Die CoV-SSI-Methode hat den Vorteil, dass sie eine geringere Rechenzeit aufweist und auf einfacheren Prinzipien beruht. [98]

Correlation Signal subset-based Stochastic Subspace Identification-Methode

Klassische OMA-Verfahren basieren auf der Annahme, dass die Erregungskräfte einem weißen Rauschen entsprechen und ein lineares System vorliegt. Diese Annahmen können durch inhärente Nichtlinearitäten des Systems und variable Betriebsbedingungen beeinträchtigt werden. Dies kann zu einer Verschlechterung der Leistung der OMA-Verfahren führen, mit der Folge, dass die Ergebnisse der Modalidentifikation große Schwankungen aufweisen. Nichtstationäre

Reaktionen können zu einer Variation der identifizierten modalen Parameter führen. Darüber hinaus können die instationären Signale zu zeitvariablen Frequenzinhalten führen. Diese sind durch modale Komponenten gekennzeichnet, die zu unterschiedlichen Zeiten beteiligt sind, sodass gewisse Moden übersehen werden könnten. Durch die Einführung der Korrelationstechnik konnte in [66,67] gezeigt werden, dass das instationäre Problem in ein stationäres Problem übertragen werden kann, wenn die Korrelationsfunktionen zu einem festen Zeitpunkt ausgewertet werden. Basierend auf dieser Theorie wurde die *Averaged Correlation-Signal based Stochastic Subspace Identification*-Methode (ACS-SSI-Methode) [24] entwickelt, bei der die Korrelationssignale in Kombination mit der CoV-SSI-Methode verwendet werden. Die ACS-SSI-Methode beruht auf der Mittelwertbildung der Korrelationssignale zur Unterdrückung des instationären Effektes. Diese Mittelung wirkt auf einen Zeitpunkt. Da die Amplituden der Korrelationssignale aufgrund der instationären Eigenschaften der Antwortschwingungen in einem weiten dynamischen Bereich gespreizt werden können, führt diese Mittelung dazu, dass Signale mit kleinen Amplituden weniger berücksichtigt werden. Die Korrelationssignale mit kleinen Amplituden sind jedoch oft mit den Schwingungsmoden mit höheren Dämpfungskoeffizienten verbunden, sodass sie seltener angeregt werden. Dies bedeutet, dass geringer angeregte Moden nicht zuverlässig identifiziert werden können. Darüber hinaus können die Amplitudenschwankungen der Korrelationssignale aus den unvermeidlichen Auswirkungen der Nichtlinearitäten des Systems resultieren. Aufgrund dieser Nachteile wurde die ASC-SSI-Methode weiterentwickelt zur *Correlation Signal subset-based Stochastic Subspace Identification*-Methode (CoS-SSI-Methode) [68]. Die CoS-SSI-Methode nutzt ebenfalls die Mittelwertbildung der Korrelationssignale zur Unterdrückung der instationären Effekte aus. Im Unterschied zur ACS-SSI-Methode werden die Korrelationssignale, entsprechend ihren Amplituden, in Untermengen unterteilt. Anstatt das vollständige Signal zu mitteln, werden die Untermengen gemittelt. Die Einteilung der Korrelationssignale in die entsprechenden Untermengen erfolgt anhand ihrer quadratischen Mittelwerte (RMS-Werte). Das Vorgehen ist in Abbildung A.2 im Anhang dargestellt.

Stabilitätsdiagramm

Eine der größten Herausforderungen bei der Anwendung parametrischer Verfahren besteht darin, die physikalischen von den nichtphysikalischen Polen zu unterscheiden. Zur Sortierung der Pole werden in der Regel Stabilitätsdiagramme genutzt. Diese zweidimensionalen Grafiken stellen die Frequenz auf der Abszisse dar und die Modellordnung auf der Ordinate. Abbildung 2.15 zeigt beispielhaft ein Stabilitätsdiagramm. Im Rahmen dieser Arbeit wurden die Stabilitätsdiagramme mithilfe des MATLAB® Codes von E. Cheynet [25] erstellt. Die Modellordnung wird zur Erstellung des Diagramms systematisch erhöht und alle Lösungen werden kombiniert dargestellt. Physikalische Pole liegen unabhängig von der Modellordnung auf der gleichen Frequenz und bilden vertikale Linien im Diagramm aus. Nicht physikalische Pole treten in Abhängigkeit der Modellordnung an unterschiedlichen Frequenzen auf und sind daher nicht stabil. Diese können grafisch mithilfe des Stabilitätsdiagramms von den stabilen physikalischen Polen unterschieden werden. Zusätzlich werden die einzelnen Lösungen (Pole) hinsichtlich weiterer Kriterien bewertet. Die Stabilität der Frequenz, der Dämpfung und des MAC-Wertes der Eigenformen bei zunehmender Modellordnung bestimmen die Klassifizierung

der Pole. Diese Klassifizierung ist abhängig von den gewählten Grenzwerten. In dieser Arbeit wurden die Grenzwerte wie folgt gewählt:

$$\Delta f < 1\% \tag{2.53}$$

$$\Delta \xi < 4\% \tag{2.54}$$

$$MAC \geq 0,993 \tag{2.55}$$

Die rot gefüllten Kreise stellen die stabilen Pole dar, s. Abbildung 2.15. Andersartig gekennzeichnete Pole erfüllen nicht alle drei Kriterien und werden dementsprechend gekennzeichnet. Moden, die in den meisten Modellordnungen vorkommen und jeweils als stabil deklariert werden können, sind wahrscheinlich physikalische Moden. Die Qualität der Stabilitätsdiagramme, das bedeutet eine klare Ausrichtung der stabilen Pole, hängt primär von dem verwendeten Identifikationsverfahren und den Eingabeparametern des Algorithmus ab. Darüber hinaus wird die Qualität des Stabilitätsdiagramms negativ durch ein niedriges Signal-Rausch-Verhältnis (SNR) beeinflusst. Das Stabilitätsdiagramm allein löst jedoch nicht das Problem der Identifikation der modalen Parameter. Es ist lediglich ein grafisches Werkzeug, das die manuelle Auswahl der wahrscheinlich physikalischen Pole erleichtert.

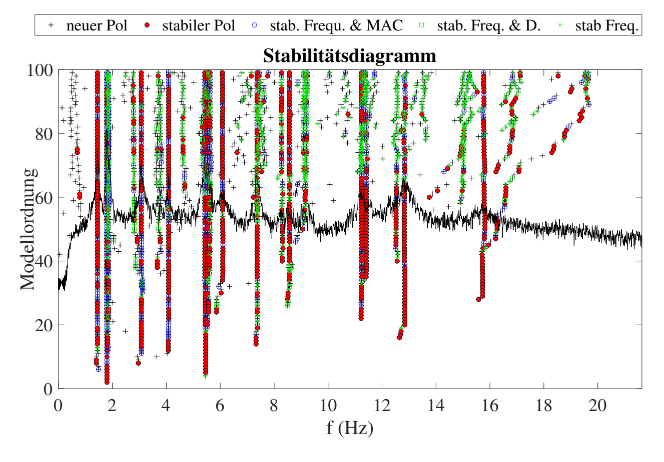


Abbildung 2.15: Beispiel Stabilitätsdiagramm

2.2.3 Automatisierte Auswertung

Für eine wirtschaftliche Gestaltung des modalbasierten Monitorings ist eine weitestgehende oder im besten Falle vollständige Automatisierung des Schätzverfahrens der modalen Parameter erforderlich. Eine Automatisierung ist bis zu der Erstellung des Stabilitätsdiagramms (parametrische Verfahren) bzw. der Peakidentifikation des ersten Singulärwertes (nichtparametrische Verfahren) möglich. Die Unterscheidung zwischen physikalischen und nichtphysikalischen Moden erfolgt bisher weitestgehend manuell, da es ein sehr komplexer Vorgang ist und ein tiefgehendes Verständnis des fachkundigen Nutzers erfordert. Die manuelle Identifikation der physikalischen Moden ist insbesondere bei der kontinuierlichen Überwachung von Strukturen nicht wirtschaftlich möglich. Seit circa 20 Jahren liegt das Hauptaugenmerk auf der Entwicklung robuster und zuverlässiger Automatisierungsverfahren. Im Allgemeinen können zwei Ansätze unterschieden werden: [98, 130]

- **Automatisierte modale Parameteridentifikation:** Bei dieser Kategorie von Verfahren erfolgt die Schätzung der modalen Parameter aus einem einzigen Datensatz ohne vorherige Informationen über das Schwingungsverhalten der untersuchten Struktur [98].
- **Automatisiertes modales Verfolgungsverfahren** (*engl.* automated modal tracking): Die Überwachung der modalen Parameter einer Struktur im Laufe der Zeit erfolgt unter Verwendung einer Reihe von modalen Referenzdaten. Diese Referenzdaten können entweder aus einer manuellen Ermittlung der modalen Parameter stammen oder aus einer automatisierten Ermittlung. [98]

Automatisierte modale Parameteridentifikation

Allgemein kann zwischen Automatisierungstechniken für parametrische und nichtparametrische Verfahren unterschieden werden. Die Automatisierungstechniken für nichtparametrische Verfahren weisen die folgenden Nachteile auf:

- Nutzung von statischen Grenzwerten, die eine vorherige zeitaufwendige Kalibrierung erfordern [98].
- Diese Techniken weisen in der Regel eine hohe Sensitivität gegenüber Rauschen auf. Dies führt teilweise zur Identifikation nichtphysikalischer Moden. [98]
- Schwach angeregte höhere Moden können zum Teil nicht identifiziert werden [98].

Rainieri et al. [98] entwickelten daher ein vollautomatisiertes Verfahren namens LEONIDA zur Identifizierung von modalen Parametern. In Analogie zur FDD-Methode basiert dieses Verfahren auf der SVD der PSD-Matrix der Antwortzeitverläufe. Der Vorteil von LEONIDA ist, dass keine statische Definition von Schwellwerten oder Analyseparametern erforderlich ist. Im Folgenden wird das Verfahren in den wesentlichen Punkten erläutert. Für ausführlichere Informationen wird auf [98] verwiesen.

LEONIDA [98]

Für nichtparametrische Verfahren, wie zum Beispiel der FDD-Methode, wurde für die automatisierte Identifikation der physikalischen Moden das Verfahren LEONIDA entwickelt [98]. Dieses Verfahren basiert auf der Detektion der lokalen Extrempunkte des ersten Singulärwertes. Da nicht alle lokalen Extrema zwingend physikalische Moden darstellen, wurde LEONIDA zur Unterscheidung der physikalischen Moden von den mathematischen Moden entwickelt. Dieses Verfahren baut auf objektiven Kriterien auf. Entgegengesetzt zum klassischen Vorgehen beginnt LEONIDA nicht mit der Identifikation aller Pole und der anschließenden Unterscheidung in physikalische und mathematische Pole, sondern mit der Ermittlung der Bandbreiten der physikalischen Moden. Unter Berücksichtigung mehrerer Datensätze n (Empfehlung $n \geq 10$) kann die Bandbreite der physikalischen Moden identifiziert werden. Dies erfolgt anhand der Stabilität der Singulärvektoren, die mit einer bestimmten Frequenz verbunden sind und über eine Reihe von nachfolgenden Datensätzen ermittelt werden. Die Stabilität der Pole wird über den MAC-Wert (Gl. 2.14), der zwischen den ersten Singulärvektoren pro Frequenzlinie berechnet wird, definiert. Wenn dieser nahezu Eins ist, kann von einem stabilen Pol und somit einer physikalischen Mode ausgegangen werden. Der MAC-Wert reagiert sensitiv auf Rauscheffekte, sodass die MAC-Werte aller n Datensätze gemittelt werden. Die gemittelten MAC-Werte können über die Frequenz aufgetragen werden und unter Berücksichtigung statistischer Grenzwerte ausgewertet werden. Auf diese Weise kann die Frequenzbandbreite einer Mode identifiziert werden. Rainieri et al. [98] und Zabel [130] empfehlen vier Grenzwerte: Der Mittelwert der MAC-Werte sollte größer als $0,95$ sein mit einer Standardabweichung pro Frequenzlinie von weniger als $0,01$. Zusätzlich sollte der Mittelwert der ersten Ableitung des MAC-Wertes weniger als $0,01$ betragen und die zugehörige Standardabweichung sollte unter $0,01$ liegen. Nach der Definition der Bandbreiten können die modalen Parameter automatisiert geschätzt werden, indem ausschließlich die Singulärwerte innerhalb der Modenbandbreite analysiert werden. Nachteilig an diesem Verfahren ist, dass sehr lange Aufnahmen (> 1 h) der zu untersuchenden Struktur erforderlich sind. Dies kann, abhängig von der erforderlichen Abtastrate, zu rechenintensiven und langwierigen Auswertungen führen, die schnell unwirtschaftlich und daher wenig praxistauglich sind. [98, 130]

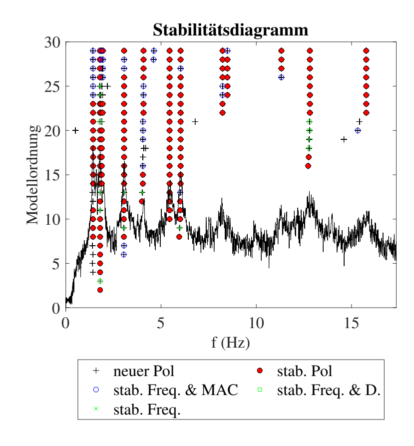
Clusteranalyse

Bei parametrischen Verfahren wird der Klassifizierungsprozess des Analytikers zwischen physikalischen und mathematischen Moden durch Algorithmen der Clusteranalyse nachgeahmt. Im Folgenden werden die Grundlagen, der im Rahmen dieser Dissertation verwendeten Clusteranalyse erläutert. Für genauere Informationen wird auf [130] verwiesen. Die Clusteranalyse ermöglicht eine direkte Interpretation der Stabilitätsdiagramme. Das Ziel von Clusteranalysealgorithmen ist die Gruppierung von ähnlichen Objekten, basierend auf ihren Merkmalen. Dabei wird eine hohe Homogenität innerhalb eines Clusters und eine hohe Heterogenität zwischen den Clustern angestrebt. Das Stabilitätsdiagramm (s. Abbildung 2.16 links) zeigt, dass geschätzte stabile Moden in Gruppen auftreten, welche die gleiche physikalische Mode

darstellen. Das Ziel ist die Gruppierung dieser stabilen Pole. In der Regel wird zwischen zwei Arten von Clusteralgorithmen, hierarchisch und nichthierarchisch, unterschieden. Die nicht-hierarchischen Algorithmen haben den Nachteil, dass zu Beginn die Anzahl der Cluster, das heißt im Rahmen der Modalanalyse die Anzahl der physikalischen Moden, festgelegt werden müssen. Des Weiteren führen sie nicht zu deterministischen Lösungen. Unterschiedliche Berechnungsläufe können zu unterschiedlichen Ergebnissen führen. Aufgrund dieser Nachteile werden im Rahmen der Modalanalyse agglomerative hierarchische Algorithmen bevorzugt. Diese Art von Clusterverfahren basieren auf dem Aufbau einer baumartigen hierarchischen Struktur. Zunächst wird jedes Objekt als Cluster betrachtet. Darauf aufbauend werden jeweils die zwei nächstgelegenen Cluster zu einem neuen zusammengefasst, bis alle in einem großen Cluster vereint sind. Besteht ein Cluster aus mehreren Objekten, muss eine Distanzberechnung zwischen diesen angegeben werden. Hier unterscheiden sich die Verfahren voneinander. In dieser Arbeit wurde, entsprechend des MATLAB®-Codes von Cheynet [25], ein Distanzmaß, das auf den Schätzungen der Eigenfrequenzen und Eigenformen basiert, verwendet. Der Abstand d_{ij} zwischen zwei Moden i und j wird wie folgt berechnet [75]:

$$d_{ij} = \left| \frac{f_i - f_j}{f_j} \right| + \left(1 - MAC_{ij}\right) \tag{2.56}$$

Abbildung 2.16 links zeigt ein Stabilitätsdiagramm. Die stabilen Pole (rot) wurden mithilfe der agglomerativen Clusteranalyse in Gruppen eingeteilt. Das Streudiagramm in Abbildung 2.16 rechts zeigt die Gruppierung der stabilen Pole entsprechend den Clustern. Der Vorteil dieser Verfahren ist, dass sie deterministische Lösungen finden und eine fundierte Auswahl der endgültigen Anzahl von Clustern, basierend auf der erzeugten hierarchischen Baumstruktur, ermöglichen. Der Wissenszugewinn durch Clusteralgorithmen kann in der Regel ausschließlich durch einen Experten bewertet werden. Darüber hinaus können unter Umständen Cluster gebildet werden, die für den jeweiligen Anwendungsfall nicht hilfreich sind. Dies ist auch in diesem Beispiel der Fall. Neben den drei gesuchten Moden bei 1,44 Hz, 4,08 Hz und 5,45 Hz wurden zusätzlich zahlreiche andere Cluster aus den stabilen Polen gebildet, die nicht alle physikalische Moden darstellen, s. Abbildung 2.16 rechts.
Diese Unterscheidung muss ein Experte treffen oder mithilfe eines automatisierten modalen Verfolgungsverfahrens (AMT-Verfahren) gelöst werden. Abschließend kann festgehalten werden, dass die bestehenden Algorithmen eine Automatisierung ermöglichen, jedoch sind diese Verfahren hinsichtlich der modalbasierten Schadensanalyse kritisch zu betrachten. In der Regel werden mehr vermeintlich physikalische Moden identifiziert, als tatsächlich vorhanden sind. Teilweise können nicht alle bzw. nicht die gleichen Moden pro Datensatz identifiziert werden aufgrund unterschiedlich starker Erregung in Abhängigkeit der unbekannten Erregungsquellen. Dies stellt ein großes Problem für die modalbasierte Schadensanalyse dar, die auf dem Vergleich von Moden der gleichen Ordnung zu unterschiedlichen Zeitpunkten beruht.



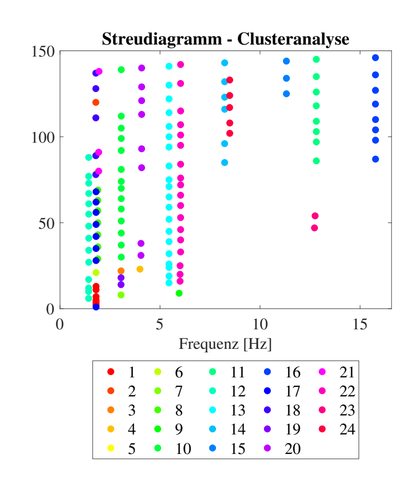


Abbildung 2.16: Beispiel für ein Stabilitätsdiagramm (links) und zugehöriges Streudiagramm (rechts)

Automatisiertes modales Verfolgungsverfahren

Die Hauptmotivation für die Entwicklung der zuvor vorgestellten automatisierten modalen Parameteridentifikation ist die vollständig automatisierte Analyse großer Datenmengen im Rahmen von Langzeitüberwachungen. Es ist von höchster Wichtigkeit, dass sich die zu vergleichenden modalen Parameter, die in separaten Analysezeitfenstern identifiziert wurden, auf dieselbe physikalische Mode der Struktur beziehen. Dies ist mit den zuvor vorgestellten Verfahren nicht zuverlässig gewährleistet. Es kann nicht davon ausgegangen werden, dass alle Moden in allen Untersuchungszeitfenstern erfolgreich identifiziert werden können. Die Idee des automatisierten modalen Verfolgungsverfahrens (AMT-Verfahren) basiert auf der zunächst manuellen Definition der modalen Parameter eines Referenzzustandes. Die weitere Identifizierung der modalen Parameter im Rahmen einer Langzeitüberwachung kann daraufhin automatisiert erfolgen. Durch den Abgleich jedes neuen Datensatzes mit dem Referenzzustand können die identifizierten Moden mithilfe geeigneter Auswahlkriterien den Referenzmoden zugeordnet werden. Magalh*ã*es et al. [75] nutzten das AMT-Verfahren erfolgreich für die Online-Auswertung der Langzeitmessungen an der *Infante D. Henrique* Brücke in Portugal. Hierbei wurden die modalen Parameter mithilfe der CoV-SSI-Methode und der anschließenden Clusteranalyse unter der Verwendung des Abstandskriteriums gemäß Gleichung 2.56 geschätzt. Die geschätzten Moden des ersten Untersuchungstages dienen dabei als Referenz. Als Auswahlkriterium für die Zuordnung der Moden wird eine maximale prozentuale Frequenzabweichung bezogen auf eine Referenzfrequenz definiert. Zusätzlich werden ausschließlich Schätzungen akzeptiert, die einen gewissen MAC-Wert nicht unterschreiten. Auf diese Weise kann die Schätzung derselben physikalischen Moden sichergestellt werden. Eine zulässige maximale Frequenzabweichung von 15 % wird gewählt, um Frequenzverschiebungen infolge der Umgebungseinflüsse oder möglicher Schäden

nachvollziehen zu können. Als Grenzwert für das MAC wird 0, 8 angegeben. Somit gliedert sich die Verarbeitung jedes Datensatzes (ausgenommen sind die Referenzdaten) in zwei Schritte: Zunächst werden die möglichen Moden geschätzt, um im nächsten Schritt über den Vergleich mit den Referenzmoden die physikalischen Moden der Struktur zu identifizieren.
Im Rahmen dieser Arbeit wurde das Vorgehen auf die FDD-Methode übertragen. Die möglichen Moden werden hierbei über die Ermittlung der lokalen Extremstellen des ersten Singulärwertes eines Referenzzustandes ermittelt. Anschließend können die physikalischen Moden mithilfe des Frequenzbandes und des MACs für weitere Datensätze ermittelt werden. Dieses Vorgehen stellt eine schnelle, zuverlässige und einfache Methode dar, die modalen Parameter in einer Langzeitüberwachung nahezu vollautomatisiert zu ermitteln. Voraussetzung für die Anwendung des MACs ist eine ausreichende Anzahl und sinnvolle Positionierung der Sensoren, sodass die physikalischen Moden geschätzt und voneinander unterschieden werden können.

2.3 Messtechnik und Messkonzept

Die im Abschnitt 2.2.1 vorgestellten Schadensidentifikationsverfahren beruhen auf den modalen Parametern der zu untersuchenden Struktur. Die Einflussfaktoren auf das Schwingungsverhalten der Struktur wurden in Abschnitt 2.1 erläutert. Im Folgenden werden die Einflussfaktoren (s. Abbildung 2.2) auf die Schätzung der modalen Parameter, die im Zusammenhang mit der Messtechnik und des Messkonzeptes stehen, vorgestellt. Die verschiedenen Sensorsysteme, die im Rahmen dieser Arbeit untersucht wurden, werden in Abschnitt 2.3.1 dargestellt. Anschließend wird der Einfluss der Abtastrate und Signallänge (s. Abschnitt 2.3.2) sowie der Synchronisation (s. Abschnitt 2.3.3) aufgezeigt. Die unterschiedlichen Theorieansätze für eine geeignete Sensorpositionierung werden in Abschnitt 2.3.4 illustriert. Die Einflussfaktoren der Messkette werden anhand der numerischen Untersuchungen (s. Kapitel 3) und der In-situ-Messungen der Fußgängerbrücke an der Richard-Willstätter-Allee in Abschnitt 6.1.6 beleuchtet.

2.3.1 Sensorsysteme

Eine hochpräzise Erfassung der gewünschten Messgrößen ist die Grundvoraussetzung für eine erfolgreiche Identifikation der modalen Parameter. Sensoren haben als Aufgabe, physikalische Größen in ein elektrisches Signal umzuformen. Dieses wird für die Digitalisierung zu einem Analog-Digital-Wandler (AD-Wandler) übertragen. Die gewünschten Messgrößen, im Zusammenhang mit *Structural Health Monitoring*-Anwendungen (SHM-Anwendungen), sind der Weg, die Geschwindigkeit sowie die Beschleunigung der Struktur. Im Rahmen der OMA-Anwendungen werden in der Regel Geschwindigkeits- und Beschleunigungssensoren bevorzugt, da Wegsensoren im Allgemeinen einen ruhenden Referenzpunkt erfordern. Insbesondere bei Brückenbauwerken ist die Realisierung eines ruhenden Referenzpunktes sehr schwer. Kriterien für die Sensorauswahl sind der dynamische Bereich, der Frequenzbereich, die maximal zu erwartenden Amplituden, die Sensitivität des Sensors sowie das zur Verfügung stehende Budget [98]. Der dynamische Bereich D (Gl. 2.57) von Sensoren wird üblicherweise in der Einheit

[dB] angegeben. Hierbei wird der maximale Wert des Signals y_{max}, das unverzerrt übertragen werden kann, in das Verhältnis zum minimalen detektierbaren Wert y_{min} gesetzt. [14, 98]

$$D = 20 \log \left(\frac{y_{max}}{y_{min}} \right) \tag{2.57}$$

Das minimale detektierbare Signal ist abhängig von der Größe des unerwünschten elektrischen Rauschens, des digitalen Rauschens sowie von Störungen durch andere Messungen [14]. In der Regel ist das elektrische Rauschen der entscheidende Einflussfaktor. Daher wird neben dem dynamischen Bereich eines Sensors auch das Signal-Rausch-Verhältnis (SNR = *signal to noise ratio*) bei der Auswahl eines Sensors betrachtet. Dieses wird ebenfalls in dB ausgedrückt. Es bezieht das maximal zu erfassende Signal y_{max} auf den im Signal enthaltenen Rauschanteil:

$$SNR = 20 \log \left(\frac{y_{max}}{\sigma_n} \right) \tag{2.58}$$

σ_n ist der Effektivwert des Rauschsignals. Brincker et al. [14] empfehlen für OMA-Anwendungen ein SNR von mindestens 40 dB. Im Folgenden werden die in dieser Arbeit zum Einsatz gekommenen Sensorsysteme zur Erfassung des Schwingungsverhaltens der Strukturen vorgestellt.

Beschleunigungssensoren

Beschleunigungssensoren zeichnen sich über ihre konstante Frequenzganglinie bis zu 0 Hz aus und ermöglichen die Erfassung sehr tiefer Frequenzen. Nachteilig ist, dass sie im Vergleich zu Geschwindigkeitssensoren eine geringere Empfindlichkeit bei niedrigen Amplituden aufweisen. In der Vergangenheit wurden hauptsächlich piezoelektrische Sensoren für SHM-Anwendungen verwendet. Diese zeichnen sich durch einen großen Frequenzbereich aus, jedoch sind sie vergleichsweise hochpreisig und empfindlich gegenüber Schockbelastungen. Für das entwickelte Messsystem (s. Abschnitt 4.4) wurden daher die kostengünstigen und robusten kapazitiven MEMS-Sensoren gewählt. Die Messung der Beschleunigung erfolgt bei dieser Sensorart über die Kapazitätsänderung eines Kondensators. Die seismische Masse wird als Elektrode ausgebildet und ist an Federn zwischen zwei fixierten Gegenelektroden aufgehängt. Durch die Veränderung des Luftspaltes (Weggröße) zwischen der seismischen Masse und den Gegenelektroden kommt es zu einer Kapazitätsänderung, die proportional zur Wegänderung und somit auch proportional zur Beschleunigung ist. Zur Vermeidung von Resonanzproblemen erfolgt die Dämpfung über die Einbettung der seismischen Masse in einem Gas oder Öl mit einem gewissen Druck [105]. Bei MEMS-Sensoren wird die Auswerteelektronik in den Aufnehmer integriert. Sie zeichnen sich durch ihr geringes Gewicht, hohe Zuverlässigkeit, hohe Temperaturstabilität und niedrige Stückkosten aus. Des Weiteren zeigen sie eine geringe Empfindlichkeit gegenüber Querschwingungen. Aufgrund des unvermeidlichen Nullpunktdriftes erfordern sie zu Beginn jeder Messung einen Nullpunktabgleich. [60, 98, 105]
Abbildung 2.17 zeigt den Messbereich der triaxialen MEMS-Beschleunigungssensoren, die im Rahmen dieser Arbeit zum Einsatz kamen. Ihr Frequenzbereich erstreckt sich von 0,01 Hz

bis zu 100 Hz, der Messbereich liegt zwischen ±5 g und die Sensitivität der MEMS-Sensoren beträgt 0,625 V/g. [110]

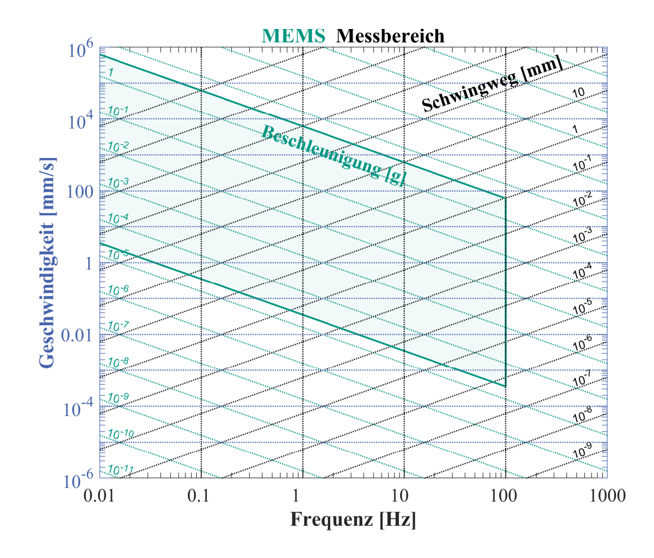


Abbildung 2.17: Messbereich der MEMS-Beschleunigungssensoren nach [110]

Geschwindigkeitssensoren

Alternativ zu den Beschleunigungssensoren können elektrodynamische Geschwindigkeitssensoren (Geophone) verwendet werden. Das Funktionsprinzip beruht auf einer Spule, die sich linear in einem homogenen Magnetfeld eines Permanentmagneten bewegt. Die Geschwindigkeit der Spule steuert die entstehende elektrische Spannung, die messtechnisch erfasst werden kann. Die Spule ist dabei an einer Feder befestigt und verhält sich wie ein Einmassenschwinger. Diese Sensoren werden auch „seismische Aufnehmer“ genannt und nutzen die Trägheitseigenschaften einer Masse aus. Die Bewegung der seismischen Masse (Spule) des Sensors gegenüber der Bewegung des Befestigungspunktes des Sensors am Messobjekt, wird als Messgröße herangezogen [60]. Quasistatische Bewegungen sind mit dieser Art von Sensor nicht messbar, da die Schwinggeschwindigkeit aufgrund der Trägheit der seismischen Masse bei tiefen Frequenzen gegen Null geht. Der Frequenzbereich ist nach oben durch den begrenzten Schwingweg der seismischen Masse innerhalb des Magnetfeldes bzw. durch die Federaufhängung begrenzt. Diese Sensoren sind dank ihres einfachen Aufbaus vergleichsweise kostengünstig und liefern die Geschwindigkeit des Messobjektes direkt als Messgröße. Nachteilig ist, dass sie durch externe Magnetfelder sowie von Querschwingungen beeinflusst werden können. Darüber hinaus kann sich die Federsteifigkeit infolge von Ermüdung ändern. Die Begrenzung des Frequenzbereiches der Sensoren ist insbesondere hinsichtlich der tiefen Frequenzen im Bauwerksmonitoring

oftmals ein Ausschlusskriterium [60, 132]. Abbildung 2.18 links zeigt ein aufgeschnittenes Geophon, sodass die enthaltene Spule sichtbar ist. Dieses Geophon ist ein einaxialer Sensor. Für die triaxiale Messung müssen drei Geophone orthogonal zueinander ausgerichtet werden. Für einen besseren Größenvergleich ist die Eineuromünze und der triaxiale MEMS-Beschleunigungssensor abgebildet. Dieser ist, inklusive der Auswerteelektronik, circa so groß wie ein Geophon.
Zur Überprüfung der Leistungsfähigkeit, der eingesetzten kapazitiven MEMS-Beschleunigungssensoren, wurden bei den Bauteilversuchen (s. Kapitel 5) zusätzlich der MPV-800 Multipoint Vibrometer der Firma Polytec GmbH [96] verwendet. Systeme, die auf der Laser-Doppler-Vibrometrie basieren, gelten derzeit zu den Verfahren mit der höchsten Auflösung von Weg- und Geschwindigkeitsgrößen. Sie gehören zu den berührungsfreien Messverfahren und zeichnen sich durch einen großen Frequenzbereich von 0 Hz bis 50 kHz aus [96]. Das Funktionsprinzip der Laser-Vibrometrie beruht auf der Nutzung des Doppler-Effekts und der Interferometrie. Der Doppler-Effekt ist die zeitliche Stauchung oder Dehnung einer Welle durch die Abstandsänderung zwischen dem Sender (Sensorkopf) und Empfänger (Messobjekt). Um die Geschwindigkeit des sich bewegenden Messobjektes bestimmen zu können, erfasst man mithilfe eines Interferometers bei bekannter Wellenlänge die Frequenzverschiebung. Der MPV-800 Multipoint Vibrometer [96] ermöglicht die synchrone Erfassung des Schwingverhaltens einer Struktur mit bis zu 48 Sensorköpfen (Messpunkten). Dieser wurde im Rahmen der Bauteilversuche (s. Kapitel 5) eingesetzt, um die Eignung der kapazitiven MEMS-Sensoren zu überprüfen.

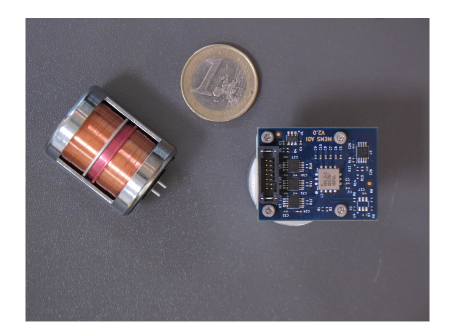


Abbildung 2.18: Größenvergleich eines Geophons (links) und eines MEMS-Sensors inklusive der Auswerteelektronik (rechts)

Vergleich der Messbereiche der drei Sensorarten

Abbildung 2.19 stellt die Messbereiche der drei verwendeten Sensorarten gegenüber. Der Messbereich des MPV-800 ist in Gelb dargestellt, der des Geophons in Blau und der des MEMS-Sensors ist in Grün abgebildet. Anhand der Messbereiche sind die Vor- und Nachteile der einzelnen Sensorarten für SHM-Anwendungen ersichtlich.

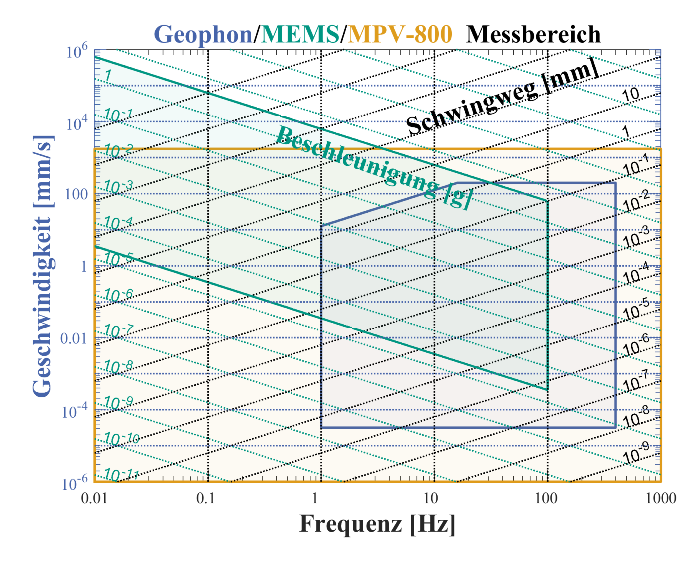


Abbildung 2.19: Gegenüberstellung der Messbereiche der drei Sensorarten: Geophon, MEMS und MPV-800

Der MPV-800 weist den größten Messbereich auf, da er sowohl quasistatische Messungen durchführen kann, als auch hochdynamische Messungen bis zu Frequenzen von 10 000 Hz. Damit ist dieses Messsystem für alle Bauwerksarten geeignet. Jedoch weist der MPV-800 Nachteile hinsichtlich Handhabung, Flexibilität und Wirtschaftlichkeit auf. Durch die benötigte Stromversorgung sowie der aufwendigen Installation aller Messköpfe in einem bestimmten Abstand zum Messobjekt, ist eine wirtschaftliche Anwendung bei In-situ-Messungen nahezu unmöglich. Des Weiteren ist dieses Messsystem sehr empfindlich gegenüber äußeren Erschütterungsquellen, solange das Messsystem nicht schwingungstechnisch entkoppelt von der Umgebung installiert werden kann. Auf diesen Aspekt wird im Rahmen der Bauteilversuche in Abschnitt 5.3.1 genauer eingegangen. Die MEMS-Beschleunigungssensoren sind ebenfalls in der Lage sehr tiefe Frequenzen von bis zu 0,01 Hz zu erfassen, wobei die maximale messbare Frequenz bei 100 Hz liegt. Dieser Frequenzbereich deckt ebenfalls den Großteil der Bauwerke, insbesondere den von Brücken, ab. Im Vergleich zu den Geophonen zeigen die MEMS-Beschleunigungssensoren eine geringere Auflösegenauigkeit bei kleinen Schwingungsamplituden auf. Die Geophone können außerdem Frequenzen bis zu 400 Hz erfassen. Dagegen ist als Nachteil zu sehen, dass das Geophon aufgrund der Bauweise eine untere Grenzfrequenz von 1 Hz aufweist. Damit sind sie insbesondere für das Monitoring von Brücken mit großen Spannweiten und tiefen Eigenfrequenzen nicht geeignet. Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass für jede Monitoringmaßnahme die Wahl der Sensoren neu überdacht werden sollte, um das bestmögliche Ergebnis erzielen zu können.

2.3.2 Abtastrate und Signallänge

Neben einer geeigneten Auswahl der Sensorik für den jeweiligen Anwendungsfall, ist die richtige Wahl der Abtastrate und der Signallänge entscheidend für die erfolgreiche Schätzung der modalen Parameter.
Die Abtastrate gibt die Anzahl der erfassten Datenpunkte pro Sekunde an. Diese muss abhängig von der maximal zu erfassenden Frequenz f_{max} gewählt werden. Dabei ist eine Abwägung zwischen der akkuraten Darstellung des Signals und der erforderlichen Speicherkapazität, die signifikant mit steigender Abtastrate zunimmt, zu treffen. Eine zu geringe Abtastung führt zu einer fehlerhaften Darstellung des Signals nach der Digitalisierung, da die Wellenform niederfrequenter dargestellt wird. Das Nyquist-Shannon-Abtasttheorem besagt, dass eine Frequenz mit mindestens der doppelten Frequenz abgetastet werden muss, sodass sie nach der Digitalisierung korrekt abgebildet werden kann. Daraus ergibt sich die sogenannte Nyquist-Frequenz f_N (Gl. 2.59), die die maximale erfassbare Frequenz in Abhängigkeit der Abtastrate f_s darstellt:

$$f_N = \frac{f_s}{2} \tag{2.59}$$

Zur Vermeidung von Diskretisierungsfehlern des kontinuierlichen Signals werden Antialiasingfilter eingesetzt. Diese filtern vor der Digitalisierung des analogen Signals alle Frequenzen oberhalb der Nyquist-Frequenz f_N heraus. Da ein Antialiasingfilter einen Übergangsbereich ab ca. 80 % der Nyquist-Frequenz f_N aufweist, empfiehlt es sich die Abtastrate für mindestens das $1,2$-fache der maximalen zu erfassenden Frequenz f_{max} zu wählen. Die Unterabtastung der höheren Frequenzen würde ansonsten zu Amplituden- und Frequenzfehlern nach der Digitalisierung führen [98]. Abhängig von der gewünschten Frequenzauflösung ergibt sich die erforderliche Signallänge. Im Rahmen der OMA-Verfahren sind Identifikationsprobleme der modalen Parameter häufig auf zu kurz gewählte Signallängen zurückzuführen. Hierbei ist ebenfalls eine Abwägung zwischen der gewünschten Auflösegenauigkeit und der erforderlichen Speicherkapazität sowie der zur Verfügung stehenden Gesamtzeit für die jeweilige Messkampagne zu treffen. Im Gegensatz zur Abtastrate muss die Signallänge in Abhängigkeit der niedrigsten zu identifizierenden Eigenfrequenz f_{min} gewählt werden, da diese mit der längsten Eigenperiode einhergeht. Brincker et al. [14] leiten anhand der Korrelationsfunktion, unter Berücksichtigung des Dämpfungsmaßes ξ der Struktur, die minimale Signallänge T_{tot} her:

$$T_{tot} > \frac{10}{\xi f_{min}} \qquad [s] \tag{2.60}$$

Dagegen empfehlen Rainieri et al. [98], unter der Annahme einer Dämpfung von 1,5 % und der Berücksichtigung eines zufälligen Fehlers, eine Signallänge T_{min} von mindestens:

$$T_{min} = \frac{1}{f_{min}} \cdot (1000 \div 2000) \qquad [s] \tag{2.61}$$

2.3.3 Synchronisation

Problematisch bei den herkömmlichen SHM-Systemen ist in erster Linie die aufwendige und daher teure Installation infolge der erforderlichen Verkabelungsarbeiten. Daher ist die Skalierbarkeit unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten nicht möglich. Mit dem Begriff der *Skalierbarkeit* ist im Rahmen dieser Arbeit die flexible Wahl der Sensoranzahl für ein Messvorhaben gemeint. Bei kabelgebundenen Systemen ist die maximale Sensoranzahl begrenzt aufgrund der damit einhergehenden Kosten für die Kabel. Die fehlende Skalierbarkeit steht in direktem Widerspruch zu einem dichten Sensornetz, welches die Grundvoraussetzung für eine zuverlässige Beurteilung des strukturellen Zustandes ist. Der Vorteil der kabelgebundenen Systeme ist dagegen die zuverlässige Datenübertragung und Synchronisationsgenauigkeit. [84, 122]
In den vergangenen 20 Jahren stieg das Interesse an Sensornetzen bestehend aus intelligenten Sensoren für SHM-Anwendungen. Diese zeichnen sich über flexible Kommunikations- und Informationsverarbeitungstechniken aus. Jeder intelligente Sensor verfügt über einen eigenen Mikroprozessor, der für die digitale Signalverarbeitung und Selbstdiagnose verwendet werden kann. Der größte Vorteil stellt jedoch die kabellose Kommunikationstechnologie in Verbindung mit den intelligenten Sensoren dar. Kabellose Sensornetze ermöglichen eine kostengünstige und skalierbare Installation im Rahmen von SHM-Anwendungen. Jedoch bringen intelligente Sensornetze auch neue Herausforderungen mit sich. Da jeder Sensor mit einer eigenen lokalen Uhr ausgestattet ist, kommt es zu Synchronisationsproblemen zwischen den Sensoren. Des Weiteren ist die kabellose Datenübertragung langsamer und unzuverlässiger und kann im schlechtesten Fall mit dem Verlust von Datensätzen einhergehen.
Eine weitere Herausforderung ist die begrenzte Batterieleistung der Sensoren [85]. Die Synchronisation der Datenerfassung ist eine der größten Herausforderungen bei kabellosen Monitoringsystemen. In den meisten Fällen wurde diese bisher losgelöst von SHM-Anwendungen untersucht, obwohl die Synchronisationsgenauigkeit grundlegend über den Erfolg bzw. Misserfolg einer Monitoringmaßnahme entscheidet. Ursächlich für Synchronisationsfehler sind (1) zufällige Schwankungen in der Startzeit der Sensoren aufgrund von Zeitversätzen zwischen dem Befehl zum Start einer Messung und dem tatsächlichen Start, (2) Abweichungen der Taktfrequenzen zwischen den Sensoren aufgrund von Schwankungen der Taktfrequenzen der Uhrenquarze infolge von z.B. Temperaturschwankungen und (3) Schwankungen der Abtastfrequenz im Laufe der Zeit infolge von Zeitdrifts der einzelnen Sensoren [85]. Intelligente Sensornetzwerke müssen daher kontinuierlich synchronisiert werden aufgrund der inhärenten lokalen Zeitunterschiede. Zeitsynchronisationsprotokolle, wie beispielsweise das *Network Time Protocol* (NTP) [29] oder das *Flooding Time Synchronization Protocol* (FTSP) [77], können Synchronisationsfehler infolge von Zeitdifferenzen zwischen den lokalen Uhren ausgleichen. Synchronisationsfehler basierend auf unterschiedlichen Startzeiten können sie jedoch nicht verhindern. Selbst Signale, die zu Beginn der Erfassung synchron sind, können infolge eines Taktdrifts mit zunehmender Messzeit einen anwachsenden Synchronisationsfehler aufweisen. Dieser Taktdrift kann Werte zwischen 40 µs/s [87] und 50 µs/s [85] betragen. Unter Berücksichtigung einer Signallänge von 5 min würde sich bei einem Taktdrift von 40 µs/s ein akkumulierter Zeitdrift von 12 ms ergeben. Neben den erforderlichen Langzeitmessungen im Rahmen von SHM-Anwendungen stellt die in der Regel hohe Abtastrate eine weitere

Herausforderung bei der Synchronisation von intelligenten Sensoren dar [2,85,122]. Nagayama et al. [84] untersuchen den Einfluss von Synchronisationsfehlern auf die geschätzten modalen Parameter. Betrachtet man im Zeitbereich ein Signal eines intelligenten Sensors mit der lokalen Zeitkoordinate $\overline{x}(t)$ und das Signal eines Referenzsensors mit der globalen Zeit $x(t)$, kann der Synchronisationsfehler gemäß Gleichung 2.62 abgebildet werden. t_j ist der anfängliche Synchronisationsfehler infolge unterschiedlicher Startzeiten und α die Zeitdriftrate der lokalen Zeitkoordinate:

$$\overline{x}(t) = x\left[(1+\alpha)t - t_j\right] \tag{2.62}$$

Die Übertragung dieser Beziehung (Gl. 2.62) in den Frequenzbereich mit den Fouriertransformationen $X(\omega)$ und $\overline{X}(\omega)$ der Zeitsignale $x(t)$ und $\overline{x}(t)$ liefert den Zusammenhang:

$$\overline{X}(\omega) = \frac{1}{1+\alpha} e^{-i\omega\frac{t_j}{1+\alpha}} X\left(\frac{\omega}{1+\alpha}\right) \tag{2.63}$$

Unter der Annahme, dass der Zeitdrift α vernachlässigbar klein ist, nehmen Nagayama et al. [84] α zu Null an. Die Autoren zeigen anhand der Übertragungsfunktion $H_{io}(\omega)$ zwischen einem Eingangssignal x_i und einem Ausgangssignal x_o mit einem initialen Zeitversatz von t_i bzw. t_o, dass die Magnitude der Übertragungsfunktion unverändert bleibt:

$$\overline{H}_{io}(\omega) = \frac{e^{-i\omega t_o} X_o(\omega)}{e^{-i\omega t_i} X_i(\omega)} = e^{i\omega(t_i - t_o)} H_{io}(\omega) = e^{i\omega t_{io}} H_{io}(\omega) \tag{2.64}$$

Werden die modalen Parameter anhand dieser Übertragungsfunktion $\overline{H}_{io}(\omega)$ (Gl. 2.64) geschätzt, sind die Eigenfrequenzen, das Dämpfungsmaß sowie die Amplitude der Eigenformen unbeeinflusst vom Synchronisationsfehler. Es kommt jedoch zu einer Phasenverschiebung von ωt_{io} im Frequenzbereich. Somit ist die Phasenverschiebung abhängig von der zur jeweiligen Eigenform zugehörigen Eigenkreisfrequenz ω und steigt mit zunehmender Frequenz an. [84]
Bei einer Schätzung der modalen Parameter unter Anwendung der OMA-Verfahren kann der Einfluss eines Synchronisationsfehlers nicht anhand der Übertragungsfunktion festgestellt werden. Dies erfolgt mithilfe der Kreuzkorrelationsfunktion $\overline{R}_{x_i,x_j}(\tau)$ (Gl. 2.65) zwischen den Antwortsignalen $x_i(t)$ und $x_j(t)$ an den Positionen i und j. Dabei wird für den Sensor an der Position i ein Synchronisationsfehler von t_i relativ zum Sensor j angenommen.

$$\overline{R}_{x_i,x_j}(\tau) = E\left[x_i(t - t_i + \tau)x_j(t)\right] = R_{x_i,x_j}(t - t_i) \tag{2.65}$$

Hierbei ist $E[\ ]$ der Operator des Erwartungswertes. Nagayama et al. [84] zeigen, dass auch in diesem Fall die Eigenfrequenzen und Dämpfungsverhältnisse unbeeinflusst vom Synchronisationsfehler bleiben. Jedoch verursacht hier eine fehlerhafte Synchronisation, neben den signifikanten Phasenverschiebungen der Eigenformen, zusätzlich Amplitudenänderungen der Eigenformen. Die höheren Moden reagieren dabei empfindlicher auf den Synchronisationsfehler, da die Phasenverschiebung von der Eigenfrequenz abhängig ist. Dies bedeutet, dass die Schätzung der modalen Parameter basierend auf OMA-Verfahren sensitiver auf Synchronisationsfehler reagieren. Nagayama et al. [84] gehen basierend auf ihren Untersuchungen davon aus, dass Abweichungen von wenigen Millisekunden akzeptabel für SHM-Anwendungen sind,

jedoch weisen die Autoren darauf hin, dass die Anforderungen an die Synchronisation vom jeweiligen Anwendungsfall abhängig ist [84]. Yan et al. [128] untersuchen ebenfalls den Einfluss der Synchronisation auf die geschätzten modalen Parameter. Unter Verwendung der FDD-Methode verweisen die Autoren ebenfalls auf die große Relevanz der Phasenverschiebung infolge einer unvollständigen Synchronisation. Yan et al. [128] schlagen vor die Absolutwerte der Eigenformen zur Schadensidentifikation zu verwenden, da die Ermittlung des Zeitversatzes zwischen einzelnen Sensoren in einem kabellosen Netzwerk sehr schwierig ist. Es liegt die Annahme zu Grunde, dass sich das Vorzeichen der Eigenformen ändert, wenn die Phasenverschiebung ausreichend groß ist. In allen anderen Fällen soll der Einfluss der Phasenverschiebung auf die Amplitude der Eigenformen vernachlässigt werden können. [84, 128]
Im Rahmen dieser Arbeit wird der Einfluss der Synchronisation numerisch in Abschnitt 3.4.3 untersucht, sowie im Rahmen von Bauteilversuchen, s. Kapitel 5, und In-situ-Messungen, s. Kapitel 6. Es kann gezeigt werden, dass eine hochpräzise Synchronisation, selbst bei niedrigen Frequenzen von 1,5 Hz, für die deckungsgleiche Schätzung der Eigenformen erforderlich ist. Darüber hinaus hat sich im Rahmen der eigenen Untersuchungen gezeigt, dass eine unvollständige Synchronisation nicht ausschließlich zu einem Vorzeichenfehler führt, sondern vielmehr zu Amplitudenfehlern, die aufgrund der fehlenden Informationen über den Zeitversatz nicht nachträglich korrigiert werden können.

2.3.4 Sensorpositionierung

Neben der richtigen Wahl der Sensoren ist eine sinnvolle Positionierung und der Einsatz einer ausreichenden Anzahl an Sensoren entscheidend für den Erfolg einer Messkampagne. Die Sensorpositionierung beeinflusst maßgeblich die *Beobachtbarkeit* (s. Abschnitt 2.2.2) des Systems sowie die Lokalisierungsgenauigkeit von Schäden in der Struktur. Im Allgemeinen gilt, dass mit ansteigender Anzahl an Sensoren der Informationsgehalt einer Messung steigt. In der Praxis ist ein Kompromiss zwischen dem möglichst hohen Informationsgehalt und den Kosten für die Sensoren zu treffen. Die benötigte Anzahl der Sensoren ist darüber hinaus insbesondere von den Zielgrößen der Messkampagne abhängig. Sollen lediglich die Eigenfrequenzen einer Struktur erfasst werden, reichen in der Regel eine geringe Anzahl von zwei bis vier Sensoren aus [14]. Sollen die Eigenformen der Struktur und insbesondere die Krümmungen dieser ermittelt werden, ist ein dichtes Sensornetz erforderlich. Grundsätzlich gibt es zwei verschiedene Ansätze der Sensorpositionierung: (1) ein statischer Messaufbau und (2) mehrere Messaufbauten. Im Folgenden werden die zwei Ansätze vorgestellt, sowie die Vor- und Nachteile aufgezeigt.

Ein statischer Messaufbau

Vorausgesetzt es stehen eine ausreichende Anzahl an Sensoren zur Verfügung, wird in der Regel ein statischer Messaufbau mit fester Positionierung der Sensoren gewählt. Dieser Ansatz ermöglicht die Langzeitüberwachung von Strukturen. Abhängig von den gewünschten Zielparametern (bspw. die maximalen Beschleunigungsamplituden, Eigenfrequenzen oder Eigenformen der Brücken) ergibt sich die Mindestanzahl an erforderlichen Sensoren und deren Positionierung.

Die Anforderungen an die Messkette steigen bedeutend mit der Schätzung der Eigenformen der Struktur. Hierfür ist, neben der hochpräzisen Synchronisation, ein dichtes Sensornetz erforderlich [98]. Die Sensoren werden entlang der Brückenlängsachse positioniert. Zur Identifikation von Torsionsmoden müssen diese an beiden Längsseiten der Brücke angebracht werden. Eine Vielzahl von Methoden wurden entwickelt, welche die optimalen Sensorpositionen berechnen können. Diese Methoden basieren auf dem Lösen mathematischer Optimierungsprobleme. Nachteilig an diesen Methoden ist, dass sie auf numerischen Modellen der jeweiligen Struktur basieren bzw. zuvor erfasste Messdaten benötigen. Einen Überblick dieser Methoden findet der interessierte Leser in [121, 129]. Diese Methoden werden im Rahmen dieser Arbeit nicht genauer beleuchtet, da es sich bei dem entwickelten Messsystem, s. Abschnitt 4.4, um ein Monitoringsystem, basierend allein auf ambienten Schwingungsmessdaten, handelt. Es werden keine FE-Modellaktualisierungsmethoden (*engl.* finite element model updating) angewendet. Darüber hinaus wird die Sensorpositionierung, im Rahmen dieser Verfahren, getrennt von den typischen Schadensbildern der jeweiligen Konstruktion und den damit einhergehenden charakteristischen Veränderungen der modalen Parameter betrachtet. Die aus diesen Methoden resultierenden Sensorpositionen ermöglichen vorwiegend lediglich eine sehr grobe Erfassung der Eigenformen [62]. Die Ermittlung der Mindestanzahl der Sensoren über die Abschätzung des Rangs des jeweiligen physikalischen Systems wird von Brincker [14] empfohlen. Dabei weist der Autor darauf hin, dass neben den physikalischen Moden und den damit einhergehenden Rängen der Spektraldichtematrix auch insbesondere die Rauschquellen berücksichtigt werden müssen, sodass das Messsystem selbst nicht den Rang des Problems einschränkt. Er empfiehlt mindestens fünf bis sechs Sensoren in der Praxis zu verwenden. Des Weiteren empfiehlt er die Sensoren über die Brückenlängsachse so zu verteilen, dass sie möglichst neue Informationen liefern und nicht hauptsächlich die eines anderen Sensors wiederholen. Er rät davon ab, Sensoren in den Schwingungsknoten einer Mode anzuordnen, da diese Sensoren keinen Informationsgehalt für diese entsprechende Mode liefern können. Die Auswahl der optimalen Anzahl an Sensoren und deren Standort stellt immer ein Optimierungsproblem dar, das abhängig von den jeweiligen Zielparametern gelöst werden muss. In den überwiegenden Anwendungsfällen (s. Abschnitt 4.1 und 4.2) werden die Sensoren jedoch in äquidistanten Abständen positioniert. Im Rahmen dieser Arbeit wird die Mindestanzahl der benötigten Sensoren sowie deren Positionierung unter Berücksichtigung des jeweiligen statischen Systems der Struktur und der typischen Schadensbilder von Brückenbauwerken ermittelt. Das Vorgehen wird anhand der numerischen Untersuchungen in Kapitel 3 aufgezeigt.

Zusammenführungsstrategien für mehrfache Messaufbauten

In einigen Anwendungsfällen steht keine ausreichende Anzahl an Sensoren zur Verfügung, um die erforderliche räumliche Auflösegenauigkeit für die Schätzung der Eigenformen zu gewährleisten. In diesen Fällen können mehrere Messaufbauten gewählt werden. Nachteilig ist, dass dieser Ansatz nicht für Langzeitmessungen geeignet ist, sondern lediglich für temporäre Momentaufnahmen des Brückenzustandes genutzt werden kann.
Aufgrund der fehlenden Informationen über die Erregungsquellen im Rahmen der OMA-Verfahren können ausschließlich unskalierte Eigenformen geschätzt werden, s. Abschnitt 2.2.2.

Die Segmente der Eigenformen von einzelnen Messaufbauten können daher nicht direkt zusammengefügt werden. Eine weitere Herausforderung stellen die teilweise nichtstationären Erregungsquellen, z.B. Verkehr und Wind, dar. Daher muss auf die Nutzung von Referenzsensoren zurückgegriffen werden. Dieses Vorgehen ermöglicht einen eleganten Umgang mit solchen Instationaritäten. Diese Referenzsensoren werden während der Messung aller Messaufbauten permanent platziert, während die restlichen (beweglichen) Sensoren durch Umplatzierung das Abtasten eines räumlich fein aufgelösten Messrasters ermöglichen. Es können gemäß Parloo [89] drei Methodenansätze unterschieden werden:

1) *Post Separate Estimation Re-Scaling*-Methode (PoSER-Methode)
2) *Post Global Estimation Re-Scaling*-Methode (PoGER-Methode)
3) *Pre Global Estimation Re-Scaling*-Methode (PreGER-Methode)

Die erstgenannte PoSER-Methode stellt die klassische Vorgehensweise dar. Die Schätzung der modalen Parameter erfolgt zunächst getrennt für jeden Messaufbau. Über die Referenzsensoren (*RS*), die alle Messaufbauten gemeinsam haben, werden die geschätzten modalen Parameter skaliert und zu globalen modalen Parametern zusammengeführt. Die Skalierung erfolgt über die Wahl eines Referenzmessaufbaus k. Die geschätzten Eigenformkomponenten der beweglichen Sensoren (*BS*) aus den anderen Messaufbauten n_{MA} werden mit einem Skalierungsfaktor $\alpha_r^{j\to k}$ multipliziert. Dieser Skalierungsfaktor berechnet sich aus den geschätzten Eigenformanteilen der *RS*:

$$\alpha_r^{j\to k} = \frac{\left(\boldsymbol{\phi}_{RS,r}^{j}\right)^H \boldsymbol{\phi}_{RS,r}^{k}}{\left(\boldsymbol{\phi}_{RS,r}^{j}\right)^H \boldsymbol{\phi}_{RS,r}^{j}} \tag{2.66}$$

Die geschätzten Eigenformanteile der *RS* des Messaufbaus j und der Mode r sind $\boldsymbol{\phi}_{RS,r}^{j}$ und $\boldsymbol{\phi}_{RS,r}^{k}$ sind diese des gewählten Referenzmessaufbaus k. Die globale geschätzte Eigenform r kann anschließend aus den Anteilen der *RS* des Referenzmessaufbaus und den skalierten Anteilen der *BS* aus den restlichen Messaufbauten n_{MA} wie folgt zusammengesetzt werden:

$$\boldsymbol{\phi}_{glob,r} = \begin{Bmatrix} \boldsymbol{\phi}_{RS,r}^{k} \\ \boldsymbol{\phi}_{BS,r}^{1\to k} \\ \boldsymbol{\phi}_{BS,r}^{2\to k} \\ \vdots \\ \boldsymbol{\phi}_{BS,r}^{n_{MA}\to k} \end{Bmatrix} \tag{2.67}$$

Dieses Verfahren ist bei einer großen Anzahl n_{MA} an Messaufbauten sehr aufwendig, da die modalen Parameter pro Messaufbau geschätzt werden müssen. Für jede Eigenfrequenz und jedes Dämpfungsmaß liegen mehrere Ergebnisse vor, sodass die Modenpaarung zwischen den einzelnen Messaufbauten eine große Herausforderung darstellt. Darüber hinaus kann die Zusammenführung erschwert werden, wenn es zu fehlenden Modeninformationen in einzelnen

Messaufbauten kommt. Beispielsweise durch Sensoren eines Messaufbaus, die in den Schwingungsknoten der Eigenformen angeordnet sind. Das Ablaufdiagramm der PoSER-Methode ist im Anhang in Abbildung A.3 dargestellt [130]. Die beiden weiteren genannten Methoden PoGER und PreGER ermöglichen im Gegensatz zum klassischen Ansatz die Schätzung globaler skalierter modaler Parameter mit einem Verfahrensansatz. Diese Methoden sind wesentlich schneller. Die schwierige Modenpaarung aus den einzelnen Datensätzen entfällt, da alle Datensätze zusammen verarbeitet werden. Beide Methoden beruhen auf der Annahme eines linearen und zeitinvarianten Systemverhaltens während der Testperiode. Die möglichen Instationaritäten infolge der Erregungsquellen werden mithilfe dieser Methoden kompensiert [89]. Es ist das Ziel Modenschätzungen zu erhalten, die von den instationären Einflussfaktoren unabhängig sind. Hierfür erfolgt eine Neuskalierung der Moden auf ein beliebiges Niveau. Dies stellt keine Normierung der Eigenformen dar [89]. Im Folgenden werden die beiden Vorgehensweisen vorgestellt. Sie unterscheiden sich insbesondere im Zeitpunkt der Skalierung der Datensätze - vor bzw. nach der Modenschätzung.

***Post Global Estimation Re-Scaling*-Methode**

Parloo [89] zeigt, dass alle Spektraldichtematrizen bzw. Korrelationsmatrizen der einzelnen Messaufbauten zu einer Gesamtmatrix zusammengefasst werden können. Aus dieser können die globalen modalen Parameter geschätzt werden. Dabei müssen die entsprechenden Eigenformkomponenten der beweglichen Sensoren, in Übereinstimmung zum vorherigen vorgestellten Skalierungsverfahren (Gleichung 2.66 und 2.67), skaliert werden. Die Skalierung erfolgt dabei nach der Schätzung der globalen modalen Parameter. Amador et al. [6] stellen ein entsprechendes Vorgehen der PoGER-Methode für die nichtparametrische FDD-Methode vor. Zunächst wird die SVD (Gleichung 2.68) des globalen unskalierten Leistungsdichtespektrums $\mathbf{G}_u(\omega_f) \in \mathbb{C}^{N_{MA}N_0 \times N_{RS}}$, das alle Datensätze der Messaufbauten (MA) enthält, berechnet. N_{MA} ist die Anzahl der Messaufbauten, N_0 die Anzahl der gemessenen Antwortschwingungen pro Messaufbau und N_{RS} die Anzahl der Referenzsensoren.

$$\mathbf{G}_u(\omega_f) = \begin{bmatrix} \mathbf{G}^1_{yy_{RS}}(\omega_f) \\ \vdots \\ \mathbf{G}^{N_{MA}}_{yy_{RS}}(\omega_f) \end{bmatrix} = \mathbf{U}_{G_u}(\omega_f)\mathbf{S}_{G_u}(\omega_f)\mathbf{V}^H_{G_u}(\omega_f) \tag{2.68}$$

$\mathbf{G}^1_{yy_{RS}}(\omega_f) \in \mathbb{C}^{N_0 \times N_{RS}}$ ist das Leistungsdichtespektrum des ersten Messaufbaus, die Matrix $\mathbf{U}_{G_u}(\omega_f) \in \mathbb{C}^{N_{MA}N_0 \times N_{MA}N_0}$ enthält die Singulärvektoren, $\mathbf{S}_{G_u}(\omega_f) \in \mathbb{C}^{N_{MA}N_0 \times N_{RS}}$ liefert die Singulärwerte und $\mathbf{V}_{G_u}(\omega_f) \in \mathbb{C}^{N_{RS} \times N_{RS}}$ ist die Matrix mit den Einheitsvektoren. Durch geschickte Unterteilung der Matrix der Singulärvektoren $\mathbf{U}_{G_u}(\omega_f) \in \mathbb{C}^{N_{RS} \times N_{MA}N_0}$ in die

Untermatrizen $\mathbf{U}_{y_{RS},y_{RS},i}(\omega_f)$, $\mathbf{U}_{y_{BS},y_{RS},i}(\omega_f)$, $\mathbf{U}^*_{y_{RS},y_{RS},i}(\omega_f)$ und $\mathbf{U}^*_{y_{BS},y_{RS},i}(\omega_f)$ ist es möglich die Singulärvektoren der Referenzsensoren zur Skalierung zu nutzen:

$$\mathbf{U}_{G_u}(\omega_f) = \begin{bmatrix} \underset{N_{RS}\times N_{RS}}{\mathbf{U}_{\mathrm{y_{RS},y_{RS},1}}(\omega_\mathrm{f})} & \underset{N_{RS}\times(N_{MA}N_0-N_{RS})}{\mathbf{U}^*_{\mathrm{y_{RS},y_{RS},1}}(\omega_\mathrm{f})} \\ \underset{N_{BS}\times N_{RS}}{\mathbf{U}_{\mathrm{y_{BS},y_{RS},1}}(\omega_\mathrm{f})} & \underset{N_{BS}\times(N_{MA}N_0-N_{RS})}{\mathbf{U}^*_{\mathrm{y_{BS},y_{RS},1}}(\omega_\mathrm{f})} \\ \vdots & \vdots \\ \underset{N_{RS}\times N_{RS}}{\mathbf{U}_{\mathrm{y_{RS},y_{RS},N_{MA}}}(\omega_\mathrm{f})} & \underset{N_{RS}\times(N_{MA}N_0-N_{RS})}{\mathbf{U}^*_{\mathrm{y_{RS},y_{RS},N_{MA}}}(\omega_\mathrm{f})} \\ \underset{N_{BS}\times N_{RS}}{\mathbf{U}_{\mathrm{y_{BS},y_{RS},N_{MA}}}(\omega_\mathrm{f})} & \underset{N_{BS}\times(N_{MA}N_0-N_{RS})}{\mathbf{U}^*_{\mathrm{y_{BS},y_{RS},N_{MA}}}(\omega_\mathrm{f})} \end{bmatrix} \tag{2.69}$$

Die Anzahl der beweglichen Sensoren in einem Messaufbau ist N_{BS}. Amador et al. [6] empfehlen die Nutzung des Mittelwertes der Untermatrix $\mathbf{U}_{y_{RS}y_{RS},i}$ aus allen Messaufbauten zur Skalierung:

$$\mathbf{U}_{y_{RS}y_{RS},R}(\omega_f) = \frac{1}{N_{MA}} \sum_{i=1}^{N_{MA}} \mathbf{U}_{y_{RS}y_{RS},i}(\omega_f) \tag{2.70}$$

Die skalierten globalen Singulärvektoren können gemäß Gleichung 2.71 berechnet werden. Die Schätzung der globalen skalierten Eigenformen und zugehörigen Eigenfrequenzen erfolgt anschließend entsprechend dem Vorgehen der klassischen FDD-Methode.

$$\mathbf{U}_{G_s}(\omega_f) = \begin{bmatrix} \mathbf{U}_{y_{RS}y_{RS},R}(\omega_f) \\ \mathbf{U}_{y_{BS}y_{RS},1}(\omega_f)\mathbf{U}_{y_{RS}y_{RS},1}(\omega_f)^{-1}\mathbf{U}_{y_{RS}y_{RS},R}(\omega_f) \\ \vdots \\ \mathbf{U}_{y_{BS}y_{RS},N_{MA}}(\omega_f)\mathbf{U}_{y_{RS}y_{RS},N_{MA}}(\omega_f)^{-1}\mathbf{U}_{y_{RS}y_{RS},R}(\omega_f) \end{bmatrix} \tag{2.71}$$

Pre Global Estimation Re-Scaling-Methode

Alternativ kann die Kombination der einzelnen Datensätze und die Skalierung dieser vor der Schätzung der globalen modalen Parameter erfolgen. Parloo [89] nannte dieses Vorgehen daher *Pre Global Estimation Re-Scaling*-Methode. Aufgrund der Skalierung vor der Anwendung des Schätzverfahrens müssen die Besonderheiten des jeweiligen OMA-Verfahrens berücksichtigt werden. Das Vorgehen für parametrische Verfahren findet der interessierte Leser in Parloo [89]. Amador et al. [5] haben neben der zuvor vorgestellten PoGER-Methode ebenfalls eine PreGER-Methode für die FDD-Methode entwickelt. Es basiert auf der nichtparametrischen Schätzung des Leistungsdichtespektrums $\mathbf{G}_{yy}$, das basierend auf der Fourier-Transformation der Korrelationsfunktion berechnet wird. Der Vorteil der FDD-Methode liegt in der Möglichkeit der Übereinanderstapelung der Leistungsdichtespektren der einzelnen Datensätze. Auf diese Weise erhält man ein globales Leistungsdichtespektrum [5]. Diese Vorgehensweise wurde bereits im

Rahmen der parametrischen Modalidentifikation validiert [89]. Für die Ermittlung des globalen Leistungsdichtespektrums $\mathbf{G}_s(\omega_f)$ ist es hilfreich, das Spektrum des i-ten Messaufbaus in vier Untermatrizen aufzuteilen:

$$\mathbf{G}_{yy,i} = \begin{bmatrix} \mathbf{G}_{yy_{RS},i} & \mathbf{G}_{yy_{BS},i} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{G}_{y_{RS}y_{RS},i} & \mathbf{G}_{y_{RS}y_{BS},i} \\ \mathbf{G}_{y_{BS}y_{RS},i} & \mathbf{G}_{y_{BS}y_{BS},i} \end{bmatrix}, \qquad \forall i \in \{1, 2, \ldots N_{MA}\} \tag{2.72}$$

$\mathbf{G}_{yy_{RS},i} \in \mathbb{C}^{N_0 \times N_{RS}}$ und $\mathbf{G}_{yy_{BS},i} \in \mathbb{C}^{N_0 \times N_{BS}}$ sind die Kreuzspektren zwischen den Antwortschwingungen und denen der Referenzsensoren RS, beziehungsweise den beweglichen Sensoren BS. N_0 ist die Anzahl der abgetasteten Sensorpositionen, N_{RS} die Anzahl der Referenzsensoren, N_{BS} die, der beweglichen Sensoren und N_{MA} ist die Anzahl der Messaufbauten. $\mathbf{G}_{y_{RS}y_{RS},i} \in \mathbb{C}^{N_{RS} \times N_{RS}}$, $\mathbf{G}_{y_{BS}y_{BS},i} \in \mathbb{C}^{N_{BS} \times N_{BS}}$, $\mathbf{G}_{y_{RS}y_{BS},i} \in \mathbb{C}^{N_{RS} \times N_{BS}}$ und $\mathbf{G}_{y_{BS}y_{RS},i} \in \mathbb{C}^{N_{BS} \times N_{RS}}$ sind die Autospektren der Referenz- bzw. beweglichen Sensoren und die Kreuzspektren zwischen den Referenz- und beweglichen Sensoren [5]. Diese Unterteilung erfolgt für alle Messaufbauten N_{MA}. Zur Skalierung dient der Mittelwert der Autospektren der Referenzsensoren aller Messaufbauten:

$$\mathbf{G}_{y_{RS}y_{RS},R}(\omega_f) = \frac{1}{N_{MA}} \sum_{i=1}^{N_{MA}} \mathbf{G}_{y_{RS}y_{RS},i}(\omega_f) \tag{2.73}$$

Unter Berücksichtigung der Gleichungen (2.72) und (2.73) kann das skalierte globale Leistungsdichtespektrum $\mathbf{G}_s(\omega_f)$ berechnet werden:

$$\mathbf{G}_s(\omega_f) = \begin{bmatrix} \mathbf{G}_{y_{RS}y_{RS},R}(\omega_f) \\ \mathbf{G}_{y_{BS}y_{RS},1}(\omega_f)\mathbf{G}_{y_{RS}y_{RS},1}(\omega_f)^{-1}\mathbf{G}_{y_{RS}y_{RS},R}(\omega_f) \\ \vdots \\ \mathbf{G}_{y_{BS}y_{RS},N_{MA}}(\omega_f)\mathbf{G}_{y_{RS}y_{RS},N_{MA}}(\omega_f)^{-1}\mathbf{G}_{y_{RS}y_{RS},R}(\omega_f) \end{bmatrix} \tag{2.74}$$

Die SVD, des skalierten globalen Leistungsdichtespektrums $\mathbf{G}_s(\omega_f)$, ermöglicht die Schätzung der skalierten globalen modalen Parameter analog zur klassischen FDD-Methode. [5] Die Ablaufdiagramme der beiden Zusammenführungsstrategien PoGER und PreGER sind im Anhang in Abbildung A.4 dargestellt.

Unabhängig vom jeweiligen Verfahren für einen mehrfachen Messaufbau ist die Wahl der Position der RS entscheidend für den Erfolg einer Messkampagne. Diese sollten möglichst an Stellen mit einem hohen SNR positioniert werden, da hohe Rauschanteile den Skalierungsfaktor stark beeinflussen können. Eine möglichst große Anzahl an RS bietet sich an, um für jede Mode möglichst viele Sensoren mit hohem SNR zu erhalten. Dies wurde insbesondere im Rahmen der Messkampagne an der Straßenverkehrsbrücke an der Blohnstraße berücksichtigt, s. Kapitel 6.2.1.

3 Numerische Untersuchungen

Das Ziel der eigenen numerischen Untersuchungen ist die Erarbeitung von charakteristischen Verhaltensweisen der modalen Parameter in Abhängigkeit der in Abschnitt 2.1 identifizierten Einflussfaktoren, s. Abbildung 2.2. In den vergangenen Jahren ist dank der rasanten Entwicklung der Computertechnologie und den zur Verfügung stehenden Hochleistungsrechnern eine starke Tendenz zu möglichst präzisen und komplexen Modellen von physikalischen Problemstellungen bemerkbar. Dies geht jedoch einher mit gewissen Nachteilen:

- Mit anwachsender Präzision nimmt die Komplexität und der Umfang des Modells zu [70].
- Die Verallgemeinerung der Ergebnisse ist ausschließlich in begrenztem Maße möglich. Infolge der starken Bindung an ein konkretes Beispiel geht die Erreichung der gewünschten hohen Präzision einher mit einer Vielzahl an Eingangsparametern. [70]
- Ein Großteil der erforderlichen Eingangsparameter sind unbekannt bzw. können ausschließlich mit großen Unsicherheiten abgeschätzt werden [70].
- Die Komplexität des Modells kann unter Umständen die Beantwortung der Kernfragen erschweren [70].

Die wichtigste Aufgabe des Ingenieurs ist die Definition eines, für die jeweilige Problemstellung geeigneten, mechanischen Modells. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die Übersichtlichkeit und Nachvollziehbarkeit durch eine übermäßige Komplexität nicht verloren geht. Der Leitgedanke für die Entwicklung der im Folgenden vorgestellten mechanischen Modelle war die möglichst genaue Abbildung des Schwingungsverhaltens von Brückenüberbauten. Es sollten hierbei die unterschiedlichen Einflussfaktoren berücksichtigt werden können. Gleichzeitig soll die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf beliebige Brückenüberbauten, in Abhängigkeit des jeweiligen statischen Systems, erhalten bleiben. Ein weiteres Hauptaugenmerk liegt auf der Simulation der Experimente als solche. Hiermit ist die Anwendung der OMA-Verfahren auf numerisch berechnete Antwortzeitverläufe gemeint. Dies ermöglicht nicht nur die Untersuchung der Sensitivität der modalen Parameter gegenüber Änderungen der physikalischen Eigenschaften der Struktur, sondern auch die Untersuchung der Einflussfaktoren, welche von der Messkette ausgehen. Hierzu zählen die Beobachtbarkeit des Schwingungsverhaltens der Struktur sowie die Anforderungskriterien an die Synchronisation, die Abtastrate und die Signallänge. Diese sind essenziell für die hochpräzise Schätzung der Eigenformen. Es wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass die numerischen Untersuchungen nicht den Anspruch erheben, experimentelle Versuche in quantitativer Hinsicht möglichst genau abbilden zu können. Sie sollen vielmehr der Identifikation qualitativer Zusammenhänge der einzelnen und

kombinierten Einflussfaktoren auf die modalen Parameter dienen. Es handelt sich nicht um eine Finite-Elemente-Modellaktualisierungsmethode. Das Ziel ist die Entwicklung eines modalbasierten Monitoringsystems, welches ohne numerische Vergleichsrechnungen eine Schadensidentifikation und -lokalisierung ermöglichen kann. Ausgehend von diesen Zielparametern wurde ein Finite-Elemente-Modell (FE-Modell) in MATLAB® (R2019b) erstellt. Ziele sind die Untersuchung verschiedener statischer Systeme, unterschiedlicher Schadensbilder und Anregungsarten sowie die Identifikation der relevanten Parameter der Messtechnik. Im Folgenden wird die Modellbildung für die einzelnen untersuchten Einflussfaktoren dargelegt. Daran anschließend werden die Ergebnisse der durchgeführten Simulationen vorgestellt. Das Kapitel endet mit einer Zusammenfassung der numerischen Untersuchungen.

3.1 Numerisches Modell des Brückenüberbaus

Ein Brückenüberbau kann unter mechanischen Gesichtspunkten als Kontinuum mit unendlich vielen Freiheitsgraden (FHG) betrachtet werden. Dieser besitzt theoretisch unendlich viele Eigenfrequenzen und Eigenschwingungsformen. Für die modalbasierte Schadensanalyse ist die räumliche Diskretisierung der physikalischen Eigenschaften, Masse, Steifigkeit und Dämpfung, des Brückenüberbaus entscheidend. Daher werden Brückenüberbauten üblicherweise mithilfe der Finite-Elemente-Methode modelliert. Im Rahmen der in dieser Arbeit erstellten MATLAB® Skripte wird der Brückenüberbau als Finite-Elemente-Modell, basierend auf der Bernoulli-Balkentheorie, abgebildet. Aufgrund der Schlankheit der Brückenüberbauten ($L > 5 \cdot b$ bzw. $5 \cdot h$) sowie der ausschließlichen Betrachtung der Biegeeigenschwingungen kann die Schubverformung vernachlässigt werden. Die Timoshenko-Balkentheorie wird aus diesem Grund nicht angewendet [118]. Die Bewegungsdifferentialgleichung eines Bernoulli-Balkens infolge einer beliebigen Erregung $\mathbf{f}(t)$ kann wie folgt formuliert werden:

$$\mathbf{M}_B \cdot \ddot{\mathbf{w}} + \mathbf{C}_B \cdot \dot{\mathbf{w}} + \mathbf{K}_B \cdot \mathbf{w} = \mathbf{f}(t) \tag{3.1}$$

Die Dämpfungsmatrix $\mathbf{C}_B$ wird als Linearkombination zwischen der Systemsteifigkeits- $\mathbf{K}_B$ und Systemmassenmatrix $\mathbf{M}_B$ als sogenannte Rayleigh-Dämpfung definiert:

$$\mathbf{C}_B = \alpha_R \cdot \mathbf{M}_B + \beta_R \cdot \mathbf{K}_B \tag{3.2}$$

Die Dämpfungsmaße der ersten beiden Eigenkreisfrequenzen ω_1 und ω_2 werden zu $\xi_1 = 0,01$ und $\xi_2 = 2 \cdot \xi_1$ vorgegeben. Die Gewichtungsfaktoren α_R und β_R können unter Berücksichtigung der ersten beiden Eigenkreisfrequenzen ω_1 und ω_2 berechnet werden:

$$\alpha_R = 2 \cdot \omega_1 \cdot \omega_2 \cdot \frac{\xi_1 \cdot \omega_2 - \xi_2 \cdot \omega_1}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \tag{3.3}$$

$$\beta_R = 2 \cdot \frac{\xi_2 \cdot \omega_2 - \xi_1 \cdot \omega_1}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \tag{3.4}$$

Unter mathematischen Gesichtspunkten entsprechen die Eigenkreisfrequenzen den Eigenwerten ω^2 und die zugehörigen Eigenformen den Eigenvektoren $\mathbf{\Phi}$ der Steifigkeits- und Massenmatrix. Sie spiegeln die physikalischen Eigenschaften der Struktur wider. In der Praxis erfassen die Sensoren die Antwortschwingungen der Brückenstruktur, die durch unterschiedlichste Erregungsquellen (Wind, Verkehr, etc.) zum Schwingen angeregt wird. Daher wird die Lösung der Bewegungsdifferentialgleichung $\mathbf{w}(t)$ mithilfe des Newmark-beta-Verfahrens für beliebige Anfangsbedingungen berechnet. Dieses Verfahren gehört zu den impliziten numerischen Integrationsverfahren (Einschrittverfahren). Es handelt sich hierbei um ein Näherungsverfahren, bei dem die Genauigkeit der Lösung sowie die Stabilität des Verfahrens abhängig von der Größe des Zeitschritts Δt ist. Die Integrationsparameter des Newmark-beta-Verfahrens werden zu $\beta_N = 0,25$ und $\gamma_N = 0,5$ gewählt. Bei dieser Wahl der Parameter ist das Verfahren unbedingt stabil und es tritt keine künstliche Dämpfung auf [125]. Die Geschwindigkeit $\dot{w}(t)$ und Beschleunigung $\ddot{w}(t)$ kann für jeden Elementknoten zur Zeit t_{n+1} berechnet werden:

$$\ddot{w}_{n+1} = \frac{1}{\beta_N \cdot \Delta t^2} \cdot (w_{n+1} - w_n) - \frac{1}{\beta_N \cdot \Delta t} \cdot \dot{w}_n - \left(\frac{1}{2\beta_N} - 1\right) \ddot{w}_n \tag{3.5}$$

$$\dot{w}_{n+1} = \dot{w}_n + (1 - \gamma_N) \cdot \Delta t \ddot{w}_n + \gamma_N \cdot \Delta t \ddot{w}_{n+1} \tag{3.6}$$

Unterschiedliche Lagerungen können mithilfe der entsprechenden Randbedingungen im Finite-Elemente-Modell berücksichtigt werden [125]. Folgende statische Systeme wurden in dieser Arbeit untersucht: (1) gelenkig - gelenkig, (2) gelenkig - eingespannt, (3) eingespannt - eingespannt, (4) Federlagerung - Federlagerung und (5) 3-feldrig gelenkig gelagerter Durchlaufträger. Dieser Modellierungsansatz ermöglicht die Simulation von Schwingungsmessungen unter Berücksichtigung der Vielzahl von Einflussfaktoren (s. Abbildung 2.2) auf die geschätzten modalen Parameter. Es kann nicht nur der Einfluss der Veränderungen der physikalischen Eigenschaften der Struktur auf die modalen Parameter untersucht werden, sondern auch der Einfluss der Messkette. Insbesondere die Anforderungen an die Synchronisation, Abtastrate und Signallänge können analysiert werden.

3.1.1 Simulation von Schadensbildern

Das komplexe Materialverhalten der Verbundwerkstoffe Stahl- bzw. Spannbeton wurde in Abschnitt 2.1.1 erläutert. Im Folgenden wird die Simulation von Schadensbildern vorgestellt. Es wird explizit darauf hingewiesen, dass jegliche Steifigkeitsänderung als Schaden deklariert wird, unabhängig von der Ausprägung. Schäden gehen in der Regel einher mit einer Rissbildung, die zu einer Reduzierung der Steifigkeit des Tragwerks führt, s. Abschnitt 2.1.6. Grundsätzlich kann zwischen der verschmierten und diskreten Rissmodellierung unterschieden werden. Im Rahmen der modalbasierten Schadensanalyse ist das globale Verhalten der Struktur von Interesse. Unter diesem Gesichtspunkt ist die verschmierte Rissmodellierung zielführend, da die diskrete Rissmodellierung vorrangig zur Untersuchung des lokalen Bauteilverhaltens herangezogen wird. Unter der Annahme, dass Schädigungsprozesse einhergehen mit einer Reduktion der Biegesteifigkeit, kann diese über eine Reduktion des E-Moduls E

der Bernoulli-Balkenelemente simuliert werden. Stahlbetonbauteile können in Abhängigkeit der Belastung und der Schadensart unterschiedlichste Rissbilder aufweisen. Diese können lokal stark begrenzt oder räumlich ausgedehnt über nahezu die gesamte Bauteillänge auftreten. Ein möglicher Ansatz ist die manuelle Reduzierung des E-Moduls jedes einzelnen Elementes. Dies ist sehr aufwendig und die Simulation von physikalisch sinnvollen Schadenszonen ist nicht sichergestellt. Die von Maeck et al. [72] vorgestellte Schadensfunktion wird für die Finite-Elemente-Methode umformuliert und erweitert, sodass neben symmetrischen auch asymmetrische Schadenszonen über die Reduktion des E-Moduls dargestellt werden können, s. Abbildung 3.1. Des Weiteren ist durch die Superposition der Schadensfunktion die Simulation mehrerer Schadenszonen möglich. Vorteilhaft ist, dass die Anzahl der Eingangsparameter auf sechs pro Schadenszone begrenzt ist. Zusätzlich können physikalisch sinnvolle Steifigkeitsverläufe sichergestellt werden.

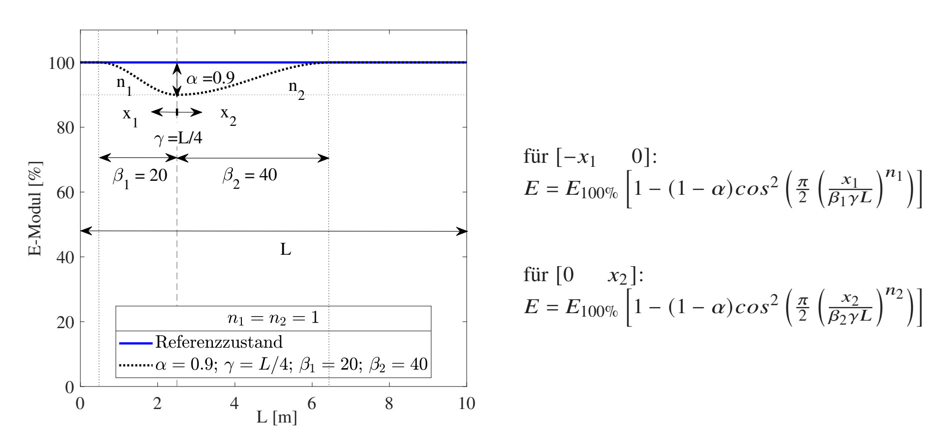


Abbildung 3.1: Erweiterte Schadensfunktion nach [72]

Als Referenzwert wird der E-Modul des ungeschädigten Zustandes (UG) $E_{100\%}$ angenommen, s. Abbildung 3.1. Die maximale prozentuale Abnahme des E-Moduls gibt $(1-\alpha)$ an und γ bestimmt den Ort der maximalen Schädigung, prozentual bezogen auf die Balkenlängsachse. Diese Parameter können Werte zwischen 0 und 1 annehmen. $\alpha = 1$ bedeutet, dass keine Schädigung vorliegt und $\gamma = 0,5$, dass sich der maximal reduzierte E-Modul in der Feldmitte befindet. Durch Einführung der lokalen x-Koordinaten x_1 und x_2 kann das Schadensbild asymmetrisch modelliert werden. Mit den Parametern β_1 und β_2 wird die räumliche Ausbreitung der Schädigung, ausgehend vom Ort der maximalen Schädigung γ, gesteuert. n_1 und n_2 beschreiben den Verlauf des E-Moduls vom Punkt der maximalen Steifigkeitsreduktion bis zum Übergang zum ungeschädigten Bereich, dem Referenzwert des E-Moduls $E_{100\%}$. Auf diese Weise können die unterschiedlichsten Schadensbilder simuliert werden.

3.1.2 Simulation einer unvollständigen Synchronisation

In Kapitel 2.3.3 wurde die Relevanz der Synchronisation bei kabellosen Monitoringsystemen aufgezeigt. Insbesondere die Schätzung der modalen Parameter basierend auf OMA-Verfahren reagieren sensitiv auf eine unvollständige Synchronisation [84]. Das entwickelte Messsystem (s. Abschnitt 4.4) besteht aus autonom messenden Sensoreinheiten, deren Daten in eine relationale Datenbank übertragen werden. Anhand der zu den Datensample zugehörigen Zeitstempel werden die Datenmatrizen über SQL (*Structured Query Language*)-Abfragen für die Schätzung der modalen Parameter zusammengefügt. Es soll der Frage nachgegangen werden, welche Genauigkeit des Zeitstempels erforderlich ist, um ausreichend synchronisierte Datensätze zu erhalten. Kommt es zu fehlerhaften Zeitstempeln, werden die autonom aufgenommenen Zeitsignale versetzt zueinander zusammengefügt. Abbildung 3.2 veranschaulicht dies beispielhaft an vier Antwortzeitverläufen infolge einer Impulsanregung. Es ist zwischen der zeitlichen Diskretisierung in Abhängigkeit der Abtastrate f_s und derer der gewählten Zeitsignalquelle Δt zu unterscheiden. Die abgetasteten Werte werden durch graue Kreise mit einer grünen Umrandung dargestellt. Die grauen Kreise stellen die zeitliche Diskretisierung der Zeitsignalquelle dar. Diese beträgt $\Delta t = 0,5 \cdot {}^1/_{f_S}$ in Abbildung 3.2.

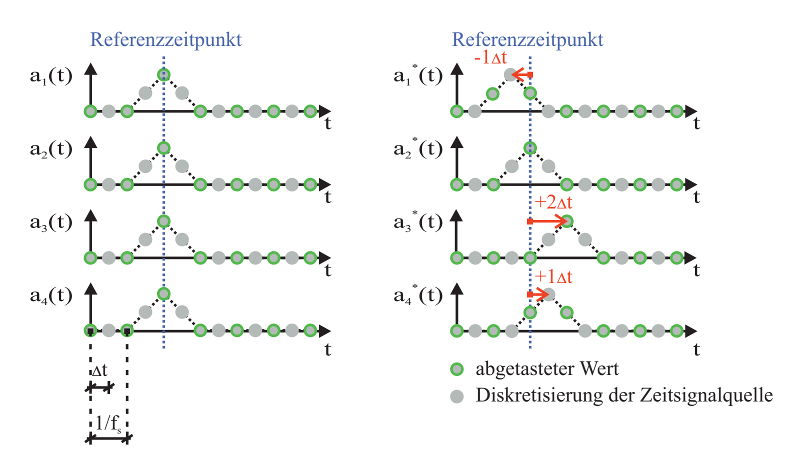


Abbildung 3.2: Darstellung der Simulation einer unvollständigen Synchronisation

Unter der Annahme, dass den Datensamples der vier Sensoren $a_1(t)$ bis $a_4(t)$ korrekte Zeitstempel zugeordnet werden können, kann die Antwortschwingung in Reaktion auf die Impulsanregung korrekt abgetastet werden, s. Abbildung 3.2 links. Kommt es zu Fehlern bei der Erfassung der Zeitstempel infolge von Synchronisationsproblemen der lokalen Sensoruhren, wird dem vermeintlich gleichen Zeitstempel ein falscher Datensample, der um $\pm n \cdot \Delta t$ zum Referenzzeitpunkt verschoben sein kann, zugeordnet, s. Abbildung 3.2 rechts. Der Parameter n steht für eine beliebige Anzahl an Zeitinkrementen. Das Zeitsignal des Sensors $a_4^*(t)$ ist beispielsweise um $+1\Delta t$ in Bezug zum Referenzzeitpunkt verschoben, s. Abbildung 3.2 rechts. Die Erfassung der Antwortschwingungen ist wiederum von der Abtastrate abhängig. Diese beträgt

im dargestellten Fall $f_s = 1/(2 \cdot \Delta t)$. Aufgrund des inkorrekten Zeitstempels in Kombination mit der Abtastrate kann die maximale Beschleunigungsamplitude infolge der Impulsanregung mit dem ersten und vierten Sensor nicht abgetastet werden. Des Weiteren kommt es zu einem zeitlichen Versatz zwischen den einzelnen Sensoren. Dies äußert sich in signifikanten Amplitudenabweichungen der Eigenformen. Abbildung 3.3 zeigt die Ergebnisse von Schwingungsmessungen an einem 6,5 m langen Stahlbetonbalken, s. Abschnitt 5.1.3. Die effektive Stützweite des Balkens betrug bei diesen Messungen 6,2 m. Die Messungen erfolgten mit fünf Beschleunigungssensoren und einer Diskretisierung der Zeitsignalquelle von $\Delta t = 1$ ms und einer Abtastrate von $f_s = 1000$ Hz. Die Stahlbetonbalken wurden sechs Mal in Folge durch einen Hammerimpuls (*I1* bis *I6*) angeregt. Deutliche Amplitudenabweichungen der Eigenformen sind ersichtlich. In Abschnitt 3.4.3 werden die Ergebnisse der numerischen Parameterstudien zum Einfluss der Synchronisation auf die geschätzten modalen Parameter aufgezeigt.

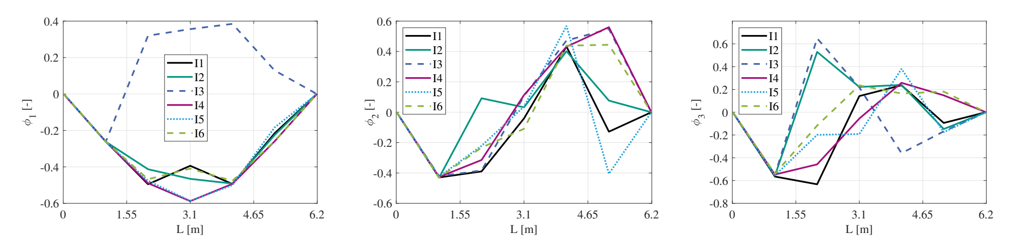


Abbildung 3.3: Einfluss der Synchronisationsgenauigkeit auf die geschätzten ersten drei (von links nach rechts) Eigenformen eines gelenkig gelagerten Stahlbetonbalkens

3.2 Numerische Modellierung der Erregungsquellen infolge der Betriebslasten

Die Beobachtbarkeit und Qualität der geschätzten modalen Parameter sind im Zusammenhang mit den OMA-Verfahren wesentlich von der Erregungsart abhängig. Für die Untersuchung des Einflusses der Synchronisation auf die geschätzten modalen Parameter sowie zur Simulation der Bauteilversuche (s. Kapitel 5) wurde eine Impulsanregung simuliert. Diese wurde als Dreiecksimpuls mit der Impulsdauer t_{Impuls} und einer Vorlaufzeit $t_{Vorlauf,I}$ bis zum Beginn des Impulses definiert. Der Anregungspunkt kann in Abhängigkeit der Finite-Elemente-Diskretisierung an einem beliebigen Elementknoten festgelegt werden. Die Simulation der Erregungsquellen für In-situ-Messungen erfolgte zunächst durch Ansatz eines weißen Rauschens. Dies kann als das einfachste Modell für die ambienten Erregungsquellen (Wind, Verkehr, Mikrobeben) angesehen werden. Hierbei wurde eine Normalverteilung mit Mittelwert 0 und Standardabweichung σ von 1 % gewählt. Die Erregung infolge des weißen Rauschens wirkt an allen Elementknoten. Numerisch konnte auf diese Weise keine ausreichende Erregung abgebildet werden. Gewisse Moden konnten nicht angeregt und daher nicht identifiziert werden. Eine Erhöhung der Standardabweichung des weißen Rauschens führte lediglich zu einem zu hohen Rauschanteil.

Das Schwingungsverhalten kann dadurch nicht identifiziert werden. Darüber hinaus ist die Erregung infolge der Betriebslasten wesentlich komplexer. Grundsätzlich muss zwischen der Schwingungserregung infolge von Fußgänger- und Straßenverkehr unterschieden werden. Der Ursprung der Komplexität dieser Erregungsquellen stellt die zeitlich und räumlich variable Massen-, Dämpfungs- und Steifigkeitsverteilung des Gesamtsystems aufgrund der sich auf der Brücke befindenden und bewegenden Fußgänger bzw. Fahrzeuge dar. Sie implizieren nicht ausschließlich eine Erregerkraft, sondern führen zu einer zeitlichen und räumlichen Variabilität der Eigenschaften des Gesamtsystems, welches aus der Brücke und den Betriebslasten besteht. Nichtsdestotrotz wird den folgenden numerischen Untersuchungen die Annahme der Stationarität zugrunde gelegt, da mögliche Instationaritäten lediglich aus den Erregungsquellen und nicht aus dem zu untersuchenden System (Brücke) resultieren. In Abschnitt 2.2.2 wurde bereits erläutert, dass die OMA-Verfahren trotz nichtstationärer Erregungsquellen erfolgreich angewendet werden können. Im Folgenden wird die Modellbildung für die Erregungsquellen infolge der Betriebslasten mit konstanter Geschwindigkeit vorgestellt. Hinsichtlich des Straßenverkehrs stellt die Straßenrauigkeit r einen weiteren wesentlichen Einflussfaktor auf die Erregungsamplitude dar, sodass diese Berücksichtigung findet. Die numerischen Simulationen der Betriebslasten sollen die Untersuchung ihres Einflusses auf die Schätzung der modalen Parameter ermöglichen. Des Weiteren wird überprüft, ob die durch sie hervorgerufenen Streuungen, die charakteristischen Änderungen der modalen Parameter infolge einer Schädigung überdecken können.

3.2.1 Fußgängerverkehr

Die Untersuchungen zum Einfluss des Fußgängerverkehrs auf die Streuungen der modalen Parameter sowie der darauf aufbauenden Schadensidentifikation beruht auf der Veröffentlichung [58] der Autorin.

Bisherige Untersuchungen zum Einfluss des Fußgängerverkehrs [58]

Aufgrund steigender architektonischer Anforderungen und leistungsfähigerer Materialien besteht ein wachsendes Interesse an schlanken und leichten Konstruktionen. Insbesondere Fußgängerbrückenkonstruktionen weisen durch ihre schlanke Bauweise oft eine hohe Schwingungsanfälligkeit auf. In den letzten Jahrzehnten sind durch unzureichende Berücksichtigung der Erregung infolge von Fußgängerverkehr einige problematische Konstruktionen entstanden. Dies kann zu erheblichen finanziellen Verlusten und kostspieligen Sanierungsarbeiten führen. Ein berühmtes Beispiel sind die Querschwingungsprobleme der *Millennium Bridge* in London im Jahr 2000 [38]. Diese musste bereits zwei Tage nach Eröffnung geschlossen werden und durch ein spezielles Dämpfungssystem saniert werden. Aufgrund solcher Ereignisse wurden zahlreiche Studien [28, 52, 59, 112] zur Untersuchung des Einflusses von gehenden Fußgängern auf das Schwingungsverhalten von Brücken, unter dem Gesichtspunkt des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit (GZG), durchgeführt. Dabei spielen die maximale Beschleunigungsamplitude sowie das Verhältnis der Schrittfrequenz des Fußgängers zu den Eigenfrequenzen der

Brücke eine wesentliche Rolle. Shahabpoor et al. [114] geben einen Überblick über die Arbeiten zur Untersuchung der Interaktion zwischen gehenden Fußgängern und einer in vertikaler Richtung schwingenden Struktur. Im Zusammenhang des GZGs von Bauwerken wird die Mensch-Struktur-Interaktion (MSI) als die kontinuierliche wechselseitige dynamische Einwirkung von Mensch und Bauwerk aufeinander definiert. Diese wirkt in einer Rückkopplungsschleife, solange das Bauwerk und der darauf befindliche Mensch in Kontakt sind. Die Haupteinflussfaktoren sind der menschliche Körper (Körpergewicht, Körperhaltung etc.) und die Art der Tätigkeit (Stehen, Gehen, Joggen). Die Untersuchungen zeigen, dass der Mensch durch unterschiedliche Mechanismen die Strukturantwort in verschiedene Richtungen beeinflussen kann. Die Literaturübersicht von Shahabpoor et al. [114] besagt, dass alle Studien zeigen, dass stehende Menschen zu einer Erhöhung der Dämpfung der Struktur und ggf. zu einer Veränderung der Eigenfrequenzen der Struktur führen. Shahabpoor et al. [113] zeigten, dass solange die Schrittfrequenz der Menschen unterhalb der Eigenfrequenz der Brücke liegt, die Eigenfrequenz der Brücke unter gehenden Fußgängern höher ist, als die der frei schwingenden Brücke. Ist die Schrittfrequenz höher als die Eigenfrequenz der unbelasteten Brücke, sinkt die Eigenfrequenz dagegen. In dieser Studie wurde jedoch die zeitlich veränderliche Position der Fußgänger nicht berücksichtigt. Darüber hinaus konnten keine Studien gefunden werden, die den Einfluss auf die zugehörigen Eigenformen untersuchen.

Modellierungsansatz

Im Rahmen dieser Arbeit wird der probabilistische Modellierungsansatz für Fußgänger von Caprani et al. [22] übernommen. Der Einfluss von Fußgängern auf das Schwingungsverhalten der Struktur wird nicht unter dem Gesichtspunkt des GZGs bewertet, sondern hinsichtlich der Auswirkungen auf eine modalbasierte Schadensanalyse untersucht. In diesem Zusammenhang ist es von Interesse, die Änderungen der modalen Parameter aufgrund des Fußgängerverkehrs mit den charakteristischen Änderungen infolge von Schädigungsprozessen zu vergleichen. Dabei sind insbesondere die Auswirkungen auf die Amplituden der Eigenformen von Interesse, da hierzu keine Studien gefunden werden konnten. Aufgrund der Abhängigkeit der modalen Parameter von den physikalischen Eigenschaften der Struktur (Masse und Steifigkeit) ist es sinnvoll, neben dem Krafteintrag infolge des Gehens, auch den räumlich und zeitlich variablen Massen-, Steifigkeits- und Dämpfungseintrag eines Menschen in das Gesamtsystem zu berücksichtigen. Die Fußgänger werden daher als Masse-Feder-Dämpfer-System (MFD-System) simuliert. Es wird ein ständiger Kontakt zwischen dem MFD-System (Fußgänger) und dem Balken (Brückenüberbau) angenommen. Zusätzlich impliziert der gehende Mensch eine periodische zeitabhängige Kraft mit Komponenten in vertikaler, horizontal-lateraler und horizontal-longitudinaler Richtung. Da in den Verfahren zur Schadensidentifikation ausschließlich die Eigenfrequenzen und zugehörigen Biegeeigenformen berücksichtigt werden und die vertikale Komponente der aufgebrachten Trittkraft die größte Amplitude aufweist, wird in den folgenden Untersuchungen einzig diese Komponente betrachtet und bewertet. Ausgehend von der Annahme, dass bei gesunden Menschen die eingeleiteten Kräfte des linken und rechten

Beines gleich sind, kann die periodische zeitabhängige Kraft zu einer kontinuierlichen vertikalen Kraft $f_P(t)$ zusammengefasst werden: [11,93]

$$f_P(t) = m_P \cdot g \cdot (1 + \sum \alpha_j \cdot sin(2 \cdot \pi \cdot j \cdot f_{st} + \varphi_j)) \tag{3.7}$$

m_P ist das Körpergewicht des Fußgängers, g die Erdbeschleunigung, α_j der dynamische Lastfaktor der j-ten Harmonischen, f_{st} die Schrittfrequenz und φ_j die Phasenverschiebung der j-ten Harmonischen [93]. Um ein MFD-System zur Untersuchung der Interaktion zwischen Fußgänger und Brückenüberbau zu verwenden, ist es notwendig, realistische Werte für die Steifigkeit und das Dämpfungsverhältnis des Menschen zu wählen. Zahlreiche Untersuchungen wurden von Biomechanikern durchgeführt, sodass eine große Anzahl von Veröffentlichungen zu finden ist. Einen umfassenden Überblick über die biomechanische Literatur bietet beispielsweise Archbold et al. [8]. Um die Vielfalt der menschlichen Population widerzuspiegeln, wird ein probabilistischer Ansatz gewählt, der statistische Verteilungen für die Bestimmung der charakteristischen Eigenschaften von Fußgängern zugrunde legt. Die folgende Tabelle 3.1 bietet eine Übersicht über die gewählten probabilistischen Ansätze:

Tabelle 3.1: Probabilistische Ansätze für die Eigenschaften der MFD-Systeme

Körpergewicht [97]	m_P	logarithmische Normalverteilung	$\overline{x}$ = 73,85 kg σ = 15,68 kg
Dämpfungsmaß [8]	ξ_P	Gleichverteilung	$[0,2 \quad 0,6]$
Schrittgeschwindigkeit	v_P		$l_s \cdot f_{st}$
Schrittfrequenz [10]	f_{st}	Gleichverteilung	[1,4 Hz 2,4 Hz]
Schrittlänge [11]	l_s	Normalverteilung	$\overline{x}$ = 0,66 m σ = 0,066 m
Ankunftsabstand [79]	–	Exponentialverteilung (Poisson Prozess)	$\overline{x}$ = 3 m $\overline{x}$ = 10 m
Phasenwinkel der harmonischen vertikalen Schrittkraft von Fußgängern $f_P(t)$ [21]	φ_P	Gleichverteilung	$[0 \quad 2\pi]$

Synchronisationseffekte zwischen der Brücke und den Fußgängern bzw. unter den einzelnen Fußgängern werden nicht explizit berücksichtigt, da es sich um keine Grenzwertbetrachtungen der Gebrauchstauglichkeit oder Tragfähigkeit handelt, sondern um die Simulation von durchschnittlichen Fußgängerströmen. Es werden ausschließlich Verkehrsströme aus einer Richtung simuliert. Überholvorgänge einzelner Fußgänger aufgrund unterschiedlicher Schrittgeschwindigkeiten sind möglich. Abbildung 3.4 zeigt das Gesamtsystem mit den relevanten Parametern.

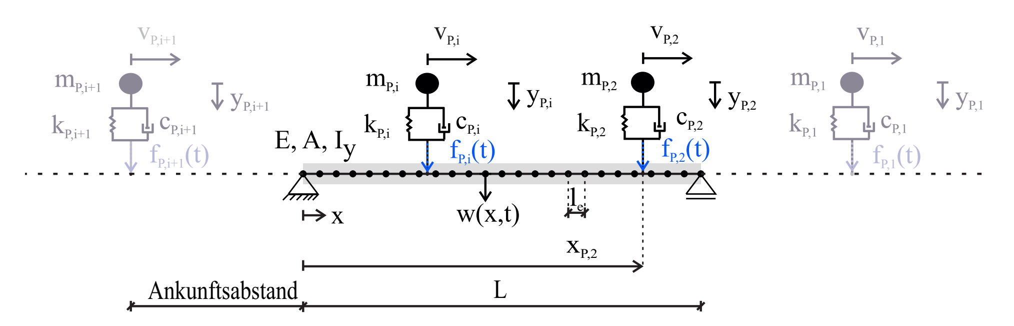


Abbildung 3.4: Gelenkig gelagertes Balkenmodell unter Berücksichtigung gehender Fußgänger (MFD-Systeme)

Solange sich ein Fußgänger (MFD-System) auf der Brücke (Balkenmodell) befindet, interagieren die beiden Systeme wie folgt:

$$f_i(x,t) = f_{P,i}(t) + c_{P,i}[\dot{y}_{P,i} - \dot{w}(x,t)] + k_{P,i}[y_{P,i} - w(x,t)] \tag{3.8}$$

$f_{P,i}(t)$ ist die Kraft infolge des Gehens nach Gleichung 3.7, $c_{P,i}$ ist der Dämpfungskoeffizient und $k_{P,i}$ ist die Federsteifigkeit des i-ten Fußgängers. $y_{P,i}$ ist die Verschiebung der Fußgängermasse $m_{P,i}$ aus der Gleichgewichtslage und $w(x,t)$ ist die Durchbiegung des Balkens an der Position des Fußgängers. Die Dämpfungs- und Steifigkeitseigenschaften des Fußgängers i können gemäß den Gleichungen 3.9 und 3.10 berechnet werden. Hierbei ist $\xi_{P,i}$ das Dämpfungsmaß des Fußgängers P_i gemäß Tabelle 3.1.

$$c_{P,i} = 2 \cdot m_{P,i} \cdot 2 \cdot \pi \cdot f_{st,P,i} \cdot \xi_{P,i} \tag{3.9}$$

$$k_{P,i} = \frac{2 \cdot c_{P,i}^2}{4 \cdot m_{P,i} \cdot \xi_{P,i}^2} \tag{3.10}$$

Zunächst werden die physikalischen Eigenschaften der passierenden Fußgänger, unter Berücksichtigung der probabilistischen Ansätze in Tabelle 3.1, berechnet. Daraufhin kann die zugehörige vertikale Schrittkraft $f_{P,i}(t)$ (s. Gl. 3.7) pro Fußgänger P_i bestimmt werden. In Abhängigkeit des Ankunftsabstandes des jeweiligen Fußgängers und der Schrittgeschwindigkeit $v_{P,i}$ können die Zeitpunkte berechnet werden, an denen jeder Fußgänger die Brücke erreicht und verlässt. Während des Überquerens der Brücke interagiert der Fußgänger mit dieser gemäß Gleichung 3.8. Pro Zeitschritt kann die Position jedes zum aktuellen Zeitpunkt t_{akt} auf der

Brücke gehenden Fußgängers P_i bestimmt werden. Die Wechselwirkung mit dem jeweiligen Balkenelement wird über die Hermiteschen Polynome $\mathbf{h}(\xi)$ berechnet:

$$\mathbf{h}(\xi) = \begin{pmatrix} 1 - 3\xi^2 + 2\xi^3 \\ (\xi - 2\xi^2 + \xi^3)l_e \\ 3\xi^2 - 2\xi^3 \\ (-\xi^2 + \xi^3)l_e \end{pmatrix}^T \tag{3.11}$$

l_e ist die Elementlänge, $\xi = x_l/l_e$ ist der dimensionslose Abstand entlang des Elements und x_l ist die lokale Positionskoordinate des jeweiligen Fußgängers. x_l nimmt Werte zwischen 0 und der Elementlänge l_e an. Die Bewegungsdifferentialgleichung des Gesamtsystems (Balken und MFD-Systeme) ergibt sich durch die Superposition der einzelnen Komponenten. Es ergeben sich für das Gesamtsystem $N + \sum n_{P,i}$ linear gekoppelte Bewegungsgleichungen mit zeitabhängigen Parametern. N gibt die Freiheitsgrade des reinen Balkenmodells an und $n_{P,i}$ ist ein zusätzlicher Freiheitsgrad pro Fußgänger, der sich zum Zeitpunkt t_{akt} auf dem Balken befindet. Die Berechnung der $N + \sum n_{P,i}$ gekoppelten linearen Bewegungsdifferentialgleichungen erfolgt mit dem Newmark-beta-Verfahren. Die Bewegungsdifferentialgleichung des Gesamtsystems lautet:

$$\mathbf{M\ddot{u}} + \mathbf{C\dot{u}} + \mathbf{Ku} = \mathbf{p} \tag{3.12}$$

Die Beschleunigungs- $\mathbf{\ddot{u}}$, Geschwindigkeits- $\mathbf{\dot{u}}$ und Wegvektoren $\mathbf{u}$ des Gesamtsystems ergeben sich unter Berücksichtigung der maximalen Anzahl der passierenden Fußgänger n zu:

$$\mathbf{\ddot{u}} = \begin{Bmatrix} \mathbf{\ddot{w}}_{(N\times1)} \\ \mathbf{\ddot{y}}_{(n\times1)} \end{Bmatrix} \quad \mathbf{\dot{u}} = \begin{Bmatrix} \mathbf{\dot{w}}_{(N\times1)} \\ \mathbf{\dot{y}}_{(n\times1)} \end{Bmatrix} \quad \mathbf{u} = \begin{Bmatrix} \mathbf{w}_{(N\times1)} \\ \mathbf{y}_{(n\times1)} \end{Bmatrix} \tag{3.13}$$

Die zeitabhängigen Systemmatrizen $\mathbf{M}$, $\mathbf{K}$ und $\mathbf{C}$ lauten:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} \mathbf{M_B}_{(N\times N)} & \mathbf{0}_{(N\times n)} \\ \mathbf{0}_{(n\times N)} & \mathbf{M_P}_{(n\times n)} \end{bmatrix} \tag{3.14}$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \mathbf{K_B} + \mathbf{K}^* & \mathbf{K_{12}} \\ \mathbf{K_{21}} & \mathbf{K_P} \end{bmatrix} \tag{3.15}$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} \mathbf{C_B} + \mathbf{C}^* & \mathbf{C_{12}} \\ \mathbf{C_{21}} & \mathbf{C_P} \end{bmatrix} \tag{3.16}$$

Der Lastvektor $\mathbf{p}$ infolge der Fußgänger ergibt sich zu:

$$\mathbf{p} = \begin{Bmatrix} \mathbf{h}^T(v_{P,i} \cdot t) \cdot \mathbf{f}_p(t) \\ \mathbf{0}_{(n\times1)} \end{Bmatrix} \tag{3.17}$$

Die Massen- $\mathbf{M_P}$, Dämpfungs- $\mathbf{C_P}$ und Steifigkeitsmatrizen $\mathbf{K_P}$ der Fußgängergruppe sind Diagonalmatrizen der Form:

$$\mathbf{M_P} = diag\left[m_{P,i}\right] \qquad i = 1, ..., n \tag{3.18}$$

$$\mathbf{C_P} = diag\left[c_{P,i}\right] \qquad i = 1, ..., n \tag{3.19}$$

$$\mathbf{K_P} = diag\left[k_{P,i}\right] \qquad i = 1, ..., n \tag{3.20}$$

Die erweiterten Steifigkeits- $\mathbf{K}^*$ und Dämpfungsmatrizen $\mathbf{C}^*$ ergeben sich zu:

$$\mathbf{K}^* = \sum_{i=1}^{n} \left[c_{P,i} \cdot v_{P,i} \cdot \mathbf{h}^T(v_{P,i} \cdot t) \cdot \mathbf{h}_x(v_{P,i} \cdot t) + k_{P,i} \cdot \mathbf{h}^T(v_{P,i} \cdot t) \cdot \mathbf{h}(v_{P,i} \cdot t)\right] \tag{3.21}$$

$$\mathbf{C}^* = \sum_{i=1}^{n} c_{P,i} \cdot \mathbf{h}^T(v_{P,i} \cdot t) \cdot \mathbf{h}(v_{P,i} \cdot t) \tag{3.22}$$

Die Kopplung zwischen den MFD-Systemen und dem Balkenmodell kann wie folgt definiert werden:

$$\mathbf{K_{12}}\left[1, \ldots, N; i\right] = -k_{P,i}\mathbf{h}^T(v_{P,i} \cdot t) \tag{3.23}$$

$$\mathbf{K_{21}}\left[i; 1, \ldots, N\right] = -c_{P,i} \cdot v_{P,i} \cdot \mathbf{h}_x(v_{P,i} \cdot t) - k_{P,i} \cdot \mathbf{h}(v_{P,i} \cdot t) \tag{3.24}$$

$$\mathbf{C_{12}}\left[1, \ldots, N; i\right] = -c_{P,i}\mathbf{h}^T(v_{P,i} \cdot t) \tag{3.25}$$

$$\mathbf{C_{21}}\left[i; 1, \ldots, N\right] = -c_{P,i}\mathbf{h}(v_{P,i} \cdot t) \tag{3.26}$$

Die vollständige Herleitung des Gesamtsystems, bestehend aus MFD-Systemen für die Abbildung von Fußgängergruppen und einem FE-Modell des Trägers, findet der interessierte Leser in Caprani et al. [22]. Zusätzlich zu den gehenden Fußgängern wird die Brücke durch Wind und Verkehr in der nahen Umgebung der Brücke sowie durch Mikrobeben angeregt. Dies kann durch Superposition einer zusätzlichen unbekannten ambienten Erregung $\mathbf{f}_R$, vereinfacht als weißes Rauschen mit einem Mittelwert von $\overline{x} = 0$ und einer Standardabweichung von $\sigma = 1\%$, berücksichtigt werden.

3.2.2 Fahrzeugverkehr und Straßenrauigkeit

Zusätzlich zur Erregung infolge des Fußgängerverkehrs wird der Einfluss des Straßenverkehrs untersucht. Dieser weist grundlegend andere Erregungscharakteristiken auf. Das Massenverhältnis der Betriebslasten (Fahrzeuge) zum Eigengewicht der Brücke ist geringer, sodass ein erhöhter Einfluss der Fahrzeugmasse auf das Schwingungsverhalten der Brücke zu erwarten ist. Darüber hinaus ist die Fahrbahnrauigkeit in Kombination mit der Fahrgeschwindigkeit des Fahrzeuges entscheidend für die Kraftamplitude, die zur Erregung der Brücke führt. Eine weitere Herausforderung stellt die Vielfalt der auf dem Markt befindlichen Fahrzeuge dar. Die Steifigkeits- und Dämpfungseigenschaften der Fahrzeuge sind in der Regel nicht bekannt. Die Massenverhältnisse können in Abhängigkeit der Fahrzeugart (Pkw, Lkw und

Schwerlastwagen (Slw)) ungefähr abgeschätzt werden. Probabilistische Ansätze, vergleichbar zu denen für die Simulation der Fußgängereigenschaften, sind in der Literatur nicht zu finden. Schädigungsrelevant für Brückenstrukturen sind die Lkw und Slw Überfahrten. Darüber hinaus ist zu erwarten, dass diese Fahrzeugtypen aufgrund ihres hohen Gewichtes das Schwingungsverhalten der Brücken am stärksten beeinflussen. Das dynamische Verhalten der Fahrzeuge wiederum, wird wesentlich von der Fahrbahnrauigkeit bestimmt [70].

Bisherige Untersuchungen zum Einfluss des Fahrzeugverkehrs

Grundsätzlich wird in der Literatur zwischen zwei Untersuchungsansätzen der Fahrzeug-Brücken-Interaktion unterschieden. Als *direkter Ansatz* wird die Untersuchung der gemessenen Antwortschwingungen der Brücke infolge fahrender Fahrzeuge bezeichnet. Der *indirekte Ansatz* untersucht dagegen die Antwortschwingungen des Fahrzeuges während der Überfahrt einer Brücke. Ein Fahrzeug kann als bewegliches Erregersystem betrachtet werden und gilt daher als optimale Erregungsquelle für die OMA. Numerisch kann die Fahrzeug-Brücken-Interaktion in Analogie zur Fußgänger-Brücken-Interaktion über zwei Gruppen von Bewegungsdifferentialgleichungen 2. Ordnung abgebildet werden. Die erste Gruppe stellt die Brücke dar und die zweite ein Fahrzeug. Es handelt sich hierbei um zwei elastische Systeme, die über die Interaktionskräfte und der Kompatibilitätsbedingung der Verschiebungen an den Kontaktpunkten zwischen Fahrzeug und Brücke gekoppelt sind. Für die Simulation von Fahrzeugen gibt es unterschiedliche Komplexitätsstufen. Die einfachsten Ansätze sind eine bewegliche Kraft oder Masse. Ersteres kann angewendet werden, wenn das Massenverhältnis zwischen Brücke und Fahrzeug gering ist und lediglich die Antwortschwingungen der Brücke von Interesse sind. Bei geringem Massenverhältnis sollte eine bewegliche Masse als Modellansatz gewählt werden. Ausgefeiltere Modelle bilden die Fahrzeuge als bewegliche Systeme ab. In der Regel wird zwischen Viertel-Fahrzeug, Halb-Fahrzeug und dreidimensionalen Modellen unterschieden. Grundsätzlich werden hierbei die Bauteile eines Fahrzeuges über Punktmassen abgebildet, die über lineare Federn und viskose Dämpfer miteinander verbunden werden. Nachteilig beim indirekten Ansatz ist, dass die Antwortschwingungen eines Fahrzeuges sensitiv gegenüber der Fahrbahnrauigkeit sind. Darüber hinaus ist eine Lokalisierung von Schäden meist ausschließlich bei geringen Fahrgeschwindigkeiten möglich. Des Weiteren ermöglicht der indirekte Ansatz lediglich ein periodisches Monitoring, jedoch kein Dauermonitoring. In dieser Arbeit wird daher ausschließlich der direkte Ansatz verfolgt. In der Literatur sind unterschiedliche Ansätze der Schadenslokalisierung im Zusammenhang mit dem Straßenverkehr zu finden. Über die Identifikation von Singularitäten bzw. Anomalien in den Antwortschwingungen der Brücke können gemäß González et al. [43] lokale Steifigkeitsverluste in einem Brückenmodell, welches durch bewegliche Kräfte belastet wird, ermittelt werden. Hester et al. [49] nutzen die Beschleunigungszeitverläufe der Brücke infolge einer Fahrzeugüberfahrt zur Schadenslokalisierung mithilfe der kontinuierlichen Wavelet-Transformation. Die Autoren weisen darauf hin, dass aufgrund der Singularitäten im Zeitsignal infolge der Fahrzeugüberfahrt die Sensitivität der Wavelet-Transformation zu gering für eine zuverlässige Schadenslokalisierung ist. Insbesondere ist dies bei realistischen Fahrgeschwindigkeiten von mehr als 50 km/h der Fall. O'Brien et al. [86] und McGetrick et al. [80] identifizieren die Achslasten und berechnen

die Straßenrauigkeitsprofile aus den Fahrzeugbeschleunigungen zur Identifikation von Schäden des Fahrbahnbelages bzw. der Brücke. Zhu et al. [131] geben einen Überblick über die SHM-Methoden, basierend auf der Fahrzeug-Brücken-Interaktion. Sie zeigen auf, dass die Eigenfrequenzen der Brücke von denen der fahrenden Fahrzeuge beeinflusst werden können. Jedoch sind bisher keine Arbeiten zu finden, die den Einfluss des Straßenverkehrs auf die Streuung der modalen Parameter systematisch untersuchen und die Robustheit der OMA-Verfahren gegenüber dieser nichtstationären Erregungsquelle für die Schätzung der modalen Parameter eines invarianten Systems analysieren. Diese Untersuchungen sollen Gegenstand dieser Arbeit sein. An dieser Stelle wird erneut darauf hingewiesen, dass die Grundannahmen für die entwickelten OMA-Verfahren die Annahme der Stationarität beinhalten. Jedoch weisen Brincker et al. [14] darauf hin, dass die Stationarität des zu untersuchenden Systems wesentlich relevanter für die erfolgreiche Anwendung der OMA-Verfahren ist. In der Praxis können nicht immer stationäre Erregungsquellen sichergestellt werden. Vielmehr kann die nichtstationäre Erregung infolge des Straßenverkehrs als optimale Erregungsquelle angesehen werden, da sie zu einer räumlich verteilten und zufälligen Erregung der Struktur führt. Dies wiederum ermöglicht in der Regel die Beobachtbarkeit aller relevanter Moden der Brücke. Im Folgenden wird das in MATLAB®(R2019b) implementierte Fahrzeug-Brücken-Interaktionsmodell vorgestellt.

Modellierungsansatz

Der Grundgedanke der Modellierung entspricht der des Fußgängerverkehrs. Es wird ein gekoppeltes Brücken-Fahrzeug-Interaktions-Modell gewählt. Die Brücke wird weiterhin als eindimensionaler Bernoulli-Balken modelliert. Die Fahrzeuge werden als Halb-Fahrzeug-Modelle (HFM) unter Berücksichtigung von zwei Achsen (Vorder- und Hinterachse) abgebildet [86], s. Abbildung 3.5.

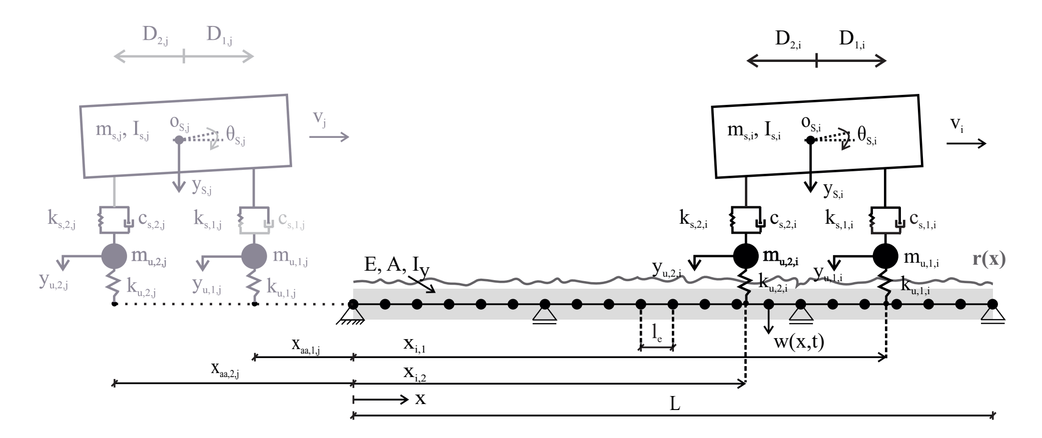


Abbildung 3.5: Gelenkig gelagertes Balkenmodell eines Durchlaufträgers unter Berücksichtigung von Halb-Fahrzeug-Modellen (HFM) mit konstanter Geschwindigkeit

Ein HFM hat vier Freiheitsgrade zur Darstellung der vertikalen Verschiebung y_s der gefederten Masse m_s, deren Nickbewegung θ_s und der vertikalen Verschiebungen $y_{u,1}$ und $y_{u,2}$ der ungefederten Massen $m_{u,1}$ und $m_{u,2}$. Die gefederte Masse m_s stellt das Gewicht des Aufbaus eines Fahrzeuges dar und die ungefederten Massen $m_{u,1}$ und $m_{u,2}$ die Lasten der Vorder- (Index 1) und Hinterachse (Index 2). Über eine Kombination aus linearen Federn ($k_{s,1}$ und $k_{s,2}$) sowie viskosen Dämpfern ($c_{s,1}$ und $c_{s,2}$) ist die gefederte Masse m_s mit den Achsmassen verbunden. Die Achsmassen sind wiederum über lineare Federn $k_{u,1}$ und $k_{u,2}$, die die Reifen für die Vorder- und Hinterachse darstellen, mit dem Balken verbunden. Das Massenträgheitsmoment des Fahrzeugaufbaus (gefederte Masse m_s) ist I_s. Der Abstand der Achsen zum Schwerpunkt o_s der gefederten Masse m_s werden über D_1 und D_2 definiert. Trotz der stark vereinfachten Darstellung eines Fahrzeuges, können damit die grundlegenden dynamischen Eigenschaften der Fahrzeug-Brücken-Interaktion untersucht werden. [86]
Die Fahrbahnrauigkeit r wird gemäß ISO 8608 (2016-11) [51] ermittelt. Diese beruht auf der Annahme, dass entlang eines zu klassifizierenden Abschnittes einer Straße gleiche statistische Eigenschaften angenommen werden können. Ein künstliches Straßenrauigkeitsprofil $r(x)$ kann wie folgt berechnet werden:

$$r(x) = \sum_{i=0}^{N} \sqrt{\Delta n} \cdot \sqrt{2} \cdot 2^k \cdot 10^{-3} \cdot \frac{n_0}{i \cdot \Delta n} \cdot cos\,(2 \cdot \pi \cdot i \cdot \Delta n \cdot x + \varphi_i) \tag{3.27}$$

x ist die Abszisse und kann Werte zwischen 0 und der Länge des Straßenprofils L annehmen. B ist das Abtastinterval und n_{max} ist die maximale theoretische Abtast-Raumfrequenz. Es gelten folgende Zusammenhänge: $\Delta n = 1/L$, $n_{max} = 1/B$ und $N = n_{max}/\Delta n = L/B$. k ist ein konstanter Wert, der abhängig vom Straßenprofil gemäß ISO 8608 (2016-11) [51] Werte zwischen 3 und 9 (Kategorie A bis H) annehmen kann. Die Ortsfrequenz n_0 ist zu 0,1 Umdrehungen/m anzunehmen und φ_i ist der zwischen 0 und 2π gleichverteilte Phasenwinkel [3]. Abbildung 3.5 zeigt das Gesamtsystem mit den relevanten Parametern zur Darstellung der HFM-Systeme. $x_{aa,1,j}$ und $x_{aa,2,j}$ sind die Ankunftsabstände des j-ten HFM-Systems jeweils getrennt für die Vorder- (Index 1) und Hinterachse (Index 2). Die Geschwindigkeit v der HFM-Systeme wird konstant angenommen. Überholvorgänge der HFM-Systeme infolge unterschiedlicher Fahrgeschwindigkeiten sind möglich. Analog zur Modellierung des Fußgängerverkehrs wird ein gekoppeltes Bewegungsdifferentialgleichungssystem des Brückenmodells und der HFM-Systeme aufgestellt, welches über das Newmark-beta-Verfahren gelöst werden kann. Die Bewegungsdifferentialgleichung für ein HFM-System lautet:

$$\mathbf{M}_{HFM}\ddot{\mathbf{y}}_{HFM} + \mathbf{C}_{HFM}\dot{\mathbf{y}}_{HFM} + \mathbf{K}_{HFM}\mathbf{y}_{HFM} = \mathbf{f}_{HFM} \tag{3.28}$$

$\mathbf{M}_{HFM}$, $\mathbf{C}_{HFM}$ und $\mathbf{K}_{HFM}$ sind die Massen- Dämpfungs- und Steifigkeitsmatrix eines HFM-Systems:

$$\mathbf{M}_{HFM} = \begin{bmatrix} m_s & 0 & 0 & 0 \\ 0 & I_s & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{u,1} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{u,2} \end{bmatrix} \tag{3.29}$$

$$\mathbf{C}_{HFM} = \begin{bmatrix} c_{s,1} + c_{s,2} & D_1 c_{s,1} - D_2 c_{s,2} & -c_{s,1} & -c_{s,2} \\ D_1 c_{s,1} - D_2 c_{s,2} & D_1^2 c_{s,1} + D_2^2 c_{s,2} & -D_1 c_{s,1} & D_2 c_{s,2} \\ -c_{s,1} & -D_1 c_{s,1} & c_{s,1} & 0 \\ -c_{s,2} & D_2 c_{s,2} & 0 & c_{s,2} \end{bmatrix} \tag{3.30}$$

$$\mathbf{K}_{HFM} = \begin{bmatrix} k_{s,1} + k_{s,2} & D_1 k_{s,1} - D_2 k_{s,2} & -k_{s,1} & -k_{s,2} \\ D_1 k_{s,1} - D_2 k_{s,2} & D_1^2 k_{s,1} + D_2^2 k_{s,2} & -D_1 k_{s,1} & D_2 k_{s,2} \\ -k_{s,1} & -D_1 k_{s,1} & k_{s,1} & 0 \\ -k_{s,2} & D_2 k_{s,2} & 0 & k_{s,2} \end{bmatrix} \tag{3.31}$$

Der Lastvektor $\mathbf{f}_{HFM}$ beinhaltet die zeitabhängigen Interaktionskräfte, die vom HFM-System aufgebracht werden:

$$\mathbf{f}_{HFM} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & -F_{t,1} & -F_{t,2} \end{bmatrix}^T \tag{3.32}$$

Die dynamische Interaktionskraft am Reifen nn ergibt sich zu $F_{t,nn} = k_{u,nn}\left[y_{u,nn} - (w_{nn} + r_{nn})\right]$ für $nn = 1, 2$. Hierbei ist w_{nn} die vertikale Verformung des Balkens und r_{nn} die Höhe des Fahrbahnprofils (Straßenrauigkeit r) unter dem Reifen nn. Exemplarisch wird im Folgenden das Bewegungsdifferentialgleichungssystem für den Balken mit N FHGs gekoppelt mit $m = 2$ HFM-Systemen, die jeweils $h = 4$ FHGs haben, aufgezeigt. Über den Lastvektor $\mathbf{f}_G$ kann die Kopplung des Brückenmodells, mit dem jeweiligen HFM-System, beschrieben werden. Für das gekoppelte Gesamtsystem mit $N + m \cdot h$ Freiheitsgraden des Bernoulli-Balkens (N FHGs) und unter Berücksichtigung von m HFM-Systemen (jeweils h FHGs), die im Betrachtungszeitraum t_{Ber} die Brücke passieren, ergibt sich folgender Zusammenhang:

$$\mathbf{M}_G \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}_G \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}_G \mathbf{u} = \mathbf{f}_G \tag{3.33}$$

Die globalen Beschleunigungs- $\ddot{\mathbf{u}}$, Geschwindigkeits- $\dot{\mathbf{u}}$ und Verschiebungsvektoren $\mathbf{u}$ ergeben sich zu:

$$\ddot{\mathbf{u}} = \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{w}}_{(N\times1)} \\ \ddot{\mathbf{y}}^{HFM,1}_{(h\times1)} \\ \ddot{\mathbf{y}}^{HFM,2}_{(h\times1)} \end{Bmatrix} \quad \dot{\mathbf{u}} = \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{w}}_{(N\times1)} \\ \dot{\mathbf{y}}^{HFM,1}_{(h\times1)} \\ \dot{\mathbf{y}}^{HFM,2}_{(h\times1)} \end{Bmatrix} \quad \mathbf{u} = \begin{Bmatrix} \mathbf{w}_{(N\times1)} \\ \mathbf{y}^{HFM,1}_{(h\times1)} \\ \mathbf{y}^{HFM,2}_{(h\times1)} \end{Bmatrix} \tag{3.34}$$

$\mathbf{M}_G$ $(N + m \cdot h \times N + m \cdot h)$ und $\mathbf{C}_G$ $(N + m \cdot h \times N + m \cdot h)$ sind die kombinierten Massen- und Dämpfungsmatrizen des Gesamtsystems. $\mathbf{K}_G$ $(N + m \cdot h \times N + m \cdot h)$ ist die gekoppelte zeitabhängige globale Steifigkeitsmatrix und $\mathbf{f}_G$ $(N + m \cdot h \times 2)$ ist der Kraftvektor des Gesamtsystems. Die Gesamtsystemmatrizen lauten:

$$\mathbf{M}_G = \begin{bmatrix} \mathbf{M}_B & 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{M}_{HFM,1} & 0 \\ 0 & 0 & \mathbf{M}_{HFM,2} \end{bmatrix} \quad \mathbf{C}_G = \begin{bmatrix} \mathbf{C}_B & 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{C}_{HFM,1} & 0 \\ 0 & 0 & \mathbf{C}_{HFM,2} \end{bmatrix} \tag{3.35}$$

$$\mathbf{K}_G = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_B + \mathbf{K}_{B,HFM,1} + \mathbf{K}_{B,HFM,2} & \mathbf{K}_{B-HFM,1} & \mathbf{K}_{B-HFM,2} \\ \mathbf{K}_{HFM-B,1} & \mathbf{K}_{HFM,1} & 0 \\ \mathbf{K}_{HFM-B,2} & 0 & \mathbf{K}_{HFM,2} \end{bmatrix} \tag{3.36}$$

$\mathbf{M}_B$, $\mathbf{C}_B$ und $\mathbf{K}_B$ sind die Massen-, Dämpfungs- und Steifigkeitsmatrizen des Balkens. Die Systemmatrizen der beiden HFM-Systeme $\mathbf{M}_{HFM,m}$, $\mathbf{C}_{HFM,m}$ und $\mathbf{K}_{HFM,m}$ für $m = 1,2$ ergeben sich gemäß den Gleichungen 3.29 bis 3.31. Die Anteile $\mathbf{K}_{B,HFM,m}$ $(N{\times}N)$, $\mathbf{K}_{B-HFM,m}$ $(N{\times}h)$ und $\mathbf{K}_{HFM-B,m}$ $(h{\times}N)$ der globalen Steifigkeitsmatrix $\mathbf{K}_G$ des Gesamtsystems koppeln die m HFM-Systeme mit dem Balken:

$$\mathbf{K}_{B,HFM,m} = \mathbf{H}_b \cdot \left[\mathbf{H}_b \cdot \begin{bmatrix} k_{u,1,m} & 0 \\ 0 & k_{u,2,m} \end{bmatrix}\right]^T \tag{3.37}$$

$$\mathbf{K}_{B-HFM,m} = \left[\mathbf{0} \quad \mathbf{0} \quad -\mathbf{H}_b \cdot \begin{bmatrix} k_{u,1,m} & 0 \\ 0 & k_{u,2,m} \end{bmatrix}\right] \tag{3.38}$$

$$\mathbf{K}_{HFM-B,m} = \left(\mathbf{K}_{B-HFM,m}\right)^T \tag{3.39}$$

Die Standortmatrix $\mathbf{H}_b$ für ein zweiachsiges HFM-System hat die Dimension $(N \times 2)$ und enthält überall Nulleinträge bis auf die Knotenfreiheitsgrade der Elemente, auf denen sich die Achsen des jeweiligen HFM-Systems befinden:

$$\mathbf{H}_b = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{h}_1 & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{h}_2 \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \tag{3.40}$$

$\mathbf{h}_1$ und $\mathbf{h}_2$ sind die Hermiteschen Ansatzfunktionen, gemäß Gleichung 3.11, für die Vorder- (Index 1) und Hinterachse (Index 2) des jeweiligen HFM-Systems. Der Kraftvektor des Gesamtsystems $\mathbf{f}_G$ $(N + m \cdot h \times N + m \cdot h)$ ergibt sich, unter Berücksichtigung der statischen Achslasten $P_{1,m}$ und $P_{2,m}$, zu:

$$\mathbf{f}_G = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^{m} \mathbf{H_b} \cdot \begin{bmatrix} P_{1,m} - k_{u,1,m} \cdot r_{1,m} \\ P_{2,m} - k_{u,2,m} \cdot r_{2,m} \end{bmatrix} \\ 0 \\ 0 \\ k_{u,1,1} \cdot r_{1,1} \\ k_{u,2,1} \cdot r_{2,1} \\ 0 \\ 0 \\ k_{u,1,2} \cdot r_{1,2} \\ k_{u,2,2} \cdot r_{2,2} \end{bmatrix} \tag{3.41}$$

Dieser Modellansatz spiegelt in sehr groben Zügen das Interaktionsverhalten zwischen mit konstanter Geschwindigkeit fahrenden Fahrzeugen und der Brücke wider.

3.3 Validierung

Die Validierung des Balkenmodells erfolgt unter anderem über Vergleichsrechnungen mit dem Softwarepaket RSTAB (Version 8.25.01). Als Modell wird, in Anlehnung zu den in Kapitel 5 durchgeführten Laborversuchen, ein einfeldriger gelenkig gelagerter Stahlbetonbalken mit den Querschnittsabmessungen $l \times b \times h = 6{,}5\,\mathrm{m} \times 0{,}2\,\mathrm{m} \times 0{,}3\,\mathrm{m}$ gewählt. Der E-Modul des Balkens beträgt $31\,598\,\mathrm{N/mm^2}$, die Dichte $\rho = 2294\,\mathrm{kg/m^3}$ und als Elementlänge wurden 0,05 m definiert. Die Validierung des statischen Verhaltens erfolgt anhand der Kontrolle der Auflagerkräfte und der Durchbiegung in Feldmitte. Diese stimmen mit den Ergebnissen der Handrechnung und denen von RSTAB überein. Das dynamische Verhalten wird anhand der Eigenfrequenzen validiert. Tabelle 3.2 gibt einen Überblick über die Ergebnisse der modalen Parameter der unterschiedlichsten Berechnungsansätze. Ausgehend von der Bewegungsdifferentialgleichung des Bernoulli-Balkens kann für den gelenkig gelagerten Balken mit konstantem E-Modul eine analytische Lösung angegeben werden:

$$f_n = \frac{n^2}{2 \cdot \pi} \cdot \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_y}{\rho \cdot A}} \tag{3.42}$$

Darüber hinaus werden die mit der FDD-Methode geschätzten Eigenfrequenzen basierend auf den Beschleunigungs- $a(t)$ bzw. den Geschwindigkeitszeitverläufen $v(t)$ mit den Ergebnissen der numerischen Modalanalyse verglichen. Die numerische Modalanalyse entspricht dem Lösen des allgemeinen Eigenwertproblems für die Eigenwerte ω_n^2 und den zugehörigen Eigenvektoren $\boldsymbol{\phi}_n$:

$$\left(\mathbf{K} - \omega_n^2 \mathbf{M}\right) \boldsymbol{\phi}_n = \mathbf{0} \tag{3.43}$$

Des Weiteren werden die Ergebnisse des in RSTAB modellierten Balkens herangezogen. In RSTAB wird jedoch im Gegensatz zu dem in MATLAB® implementierten Modell, die Timoshenko-Balkentheorie zu Grunde gelegt. Dieser unterschiedliche Modellansatz erklärt die minimal tieferen Eigenfrequenzen des RSTAB-Modells, da dieser Ansatz, zusätzlich zu der Massenträgheit infolge Querverschiebungen, auch die Rotationsträgheit sowie die Schubträgheitseffekte berücksichtigt. Das Ergebnis der analytischen Lösung entspricht den Ergebnissen der numerischen Modalanalyse in MATLAB®. Die Ergebnisse der mit der FDD-Methode geschätzten Eigenfrequenzen decken sich ebenfalls mit den restlichen Ergebnissen, sodass das Grundmodell als validiert angesehen werden kann.

Tabelle 3.2: Validierung des Balkenmodells

	MATLAB®: numerische Modalanalyse	MATLAB®: FDD-Methode a(t)	MATLAB®: FDD-Methode v(t)	analytische Lösung	RSTAB
f_1	11,95 Hz	11,71 Hz	11,71 Hz	11,95 Hz	11,47 Hz
f_2	47,80 Hz	47,33 Hz	47,33 Hz	47,80 Hz	46,08 Hz
f_3	107,54 Hz	104,10 Hz	103,45 Hz	107,54 Hz	104,49 Hz

3.4 Ergebnisse der numerischen Untersuchungen

In den folgenden Abschnitten werden die Simulationen sowie deren Ergebnisse getrennt nach den jeweiligen Einflussfaktoren dargelegt. Grundsätzlich werden die ersten drei Moden berücksichtigt, da in der Praxis die Erfassung höherer Moden als nicht wahrscheinlich einzustufen ist. Dies ist auf das in der Regel geringe Erregungsniveau hoher Frequenzen infolge der ambienten Anregung zurückzuführen. Zunächst wird der Einfluss des Schadensbildes sowie der Sensorpositionierung auf die modalbasierte Schadensidentifikation untersucht, s. Abschnitt 3.4.1 und 3.4.2. Daraufhin wird der Einfluss der Synchronisation auf die geschätzten modalen Parameter aufgezeigt und die Relevanz einer hochpräzisen Synchronisation verdeutlicht, s. Abschnitt 3.4.3. Anschließend wird der Einfluss der Betriebslasten getrennt für den Fußgänger- (s. Abschnitt 3.4.5) und Straßenverkehr (s. Abschnitt 3.4.6) illustriert. Zunächst werden die Auswirkungen auf die Streuung der geschätzten modalen Parameter untersucht, um anschließend die daraus resultierenden Folgen auf die modalbasierte Schadensidentifikation aufzuzeigen. Abschließend werden die in Abschnitt 2.2.3 vorgestellten Automatisierungsansätze, AMT-Verfahren und LEONIDA, miteinander verglichen, s. Abschnitt 3.4.7.

3.4.1 Einfluss des Schadensbildes

Die Untersuchung des Einflusses des Schadensbildes auf die modalen Parameter erfolgt an dem zuvor vorgestellten einfeldrigen Balkenmodell. Als Erregungsquelle wurde eine Impulsanregung mit der Impulsdauer von 0,003 s im Schwingungsbauch der zweiten Eigenform gewählt. Auf diese Weise ist eine Erregung der ersten drei Moden zuverlässig möglich. Abbildung 3.6 links zeigt einen Ausschnitt des Zeitsignals des Impulses sowie das zugehörige Frequenzspektrum. Dieses bestätigt die breitbandige Erregung des Balkens im relevanten Frequenzbereich von 5 Hz bis 110 Hz. Die Vorlaufzeit bis zum Impulsbeginn beträgt 0,5 s und die gesamte berechnete Signallänge t_{Ber} wurde mit 10 s gewählt mit einer zeitlichen Diskretisierung von 0,001 s. Die Abtastrate wurde mit 1000 Hz angenommen. Die Elementlänge beträgt 5 cm. Die modalen Parameter wurden ausgehend von den Beschleunigungs- und Geschwindigkeitszeitverläufen mit der FDD-Methode geschätzt. Abbildung 3.6 rechts zeigt die Antwortzeitverläufe des Balkens in Feldmitte infolge des Impulses für die ersten vier Sekunden. Das schnelle Abklingverhalten des Balkens nach der Impulserregung ist deutlich sichtbar.

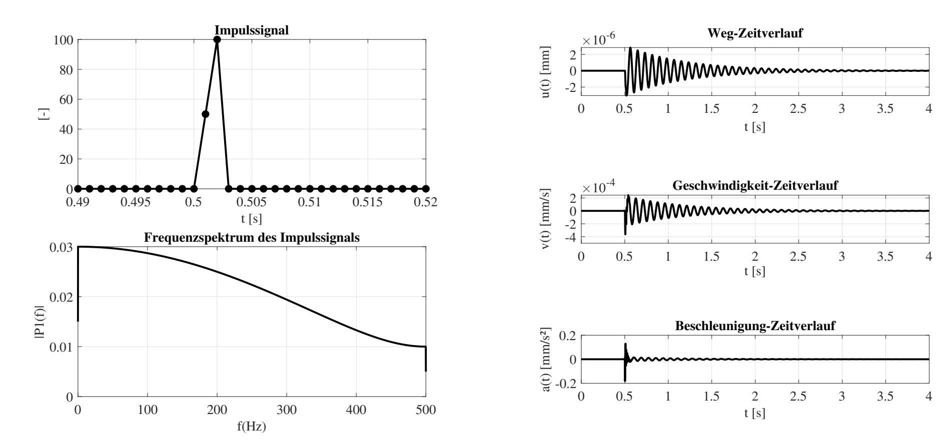


Abbildung 3.6: Ausschnitt des Impulssignals (links oben) sowie Frequenzspektrum des Impulssignals (links unten) und Antwortzeitverläufe des Balkens in Balkenmitte (rechts)

Die Schadensbilder wurden mithilfe der in Abschnitt 3.1.1 vorgestellten Schadensfunktion simuliert. Zwei verschiedene Szenarien wurden berücksichtigt. Insgesamt werden jeweils zehn Belastungsstufen (BE) mit zunehmendem Schädigungsgrad $(1 - \alpha)$ simuliert. Abbildung 3.7 links zeigt die Entwicklung des E-Moduls bei konstanter Breite und Abbildung 3.7 rechts die des E-Moduls bei zunehmender Breite des geschädigten Bereiches.

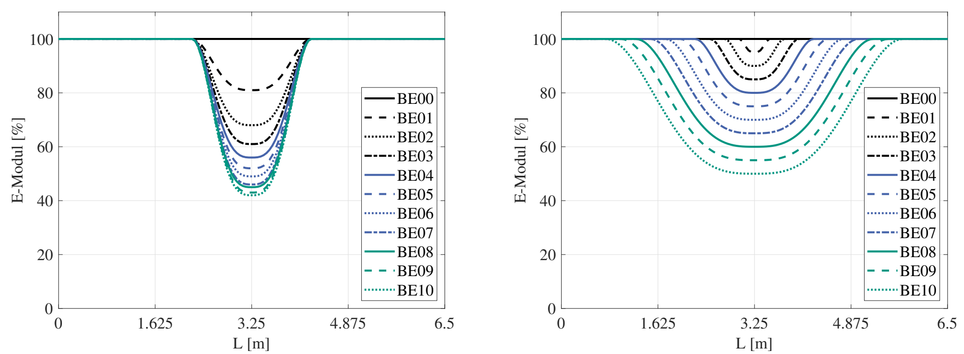


Abbildung 3.7: Entwicklung des E-Moduls bei konstanter (links) und zunehmender (rechts) Breite des geschädigten Bereiches

Der Parameter α wurde, ausgehend von der ungeschädigten Belastungsstufe *BE00* $(\alpha = 1)$, in 5 % Schritten reduziert bis zu einer minimal verbleibenden Steifigkeit von 50 % $(\alpha = 0,5)$ in der maximalen Belastungsstufe *BE10*. Zunächst wurde der geschädigte Bereich konstant in Feldmitte über eine Länge von 2 m $(\beta_1 = \beta_2 = 20)$ simuliert. Die maximale Steifigkeitsreduktion wird in Feldmitte angenommen $(\gamma = 0,5)$. Der Verlauf der Steifigkeit, zwischen der maximalen Schädigung und dem ungeschädigten Bereich, wird über die Parameter $n_1 = n_2 = 1,5$ beschrieben. Im zweiten Szenario wird die räumliche Ausbreitung des geschädigten Bereiches

bei zunehmender Belastung berücksichtigt. Diese Entwicklung kann über eine variable Wahl der Parameter β_1 und β_2 abgebildet werden. Ausgehend von einer lokalen Schädigung über einen Bereich von 0,5 m ($\beta_1 = \beta_2 = 5$) in der *BE01* wurde pro Belastungsstufe der Bereich um 0,5 m beidseitig symmetrisch erweitert, bis hin zu einem maximal geschädigten Bereich von 5 m ($\beta_1 = \beta_2 = 50$) in der *BE10*. Tabelle A.3 bietet eine Übersicht der gewählten Parameter für die zwei untersuchten Szenarien.

Entwicklung der Eigenfrequenzen

In Abbildung 3.8 ist die Entwicklung der ersten drei Eigenfrequenzen bei zunehmender Belastungsstufe dargestellt. Die Eigenfrequenzen bei konstanter Breite (Index k) sind in Schwarz dargestellt, die der zunehmenden Breite (Index v) des geschädigten Bereiches in Grün. Es werden die Ergebnisse der numerischen Modalanalyse (n.M. – gestrichelte Linie) sowie die, basierend auf den Beschleunigungszeitverläufen, mit der FDD-Methode geschätzten Eigenfrequenzen (durchgezogene Linie) abgebildet.

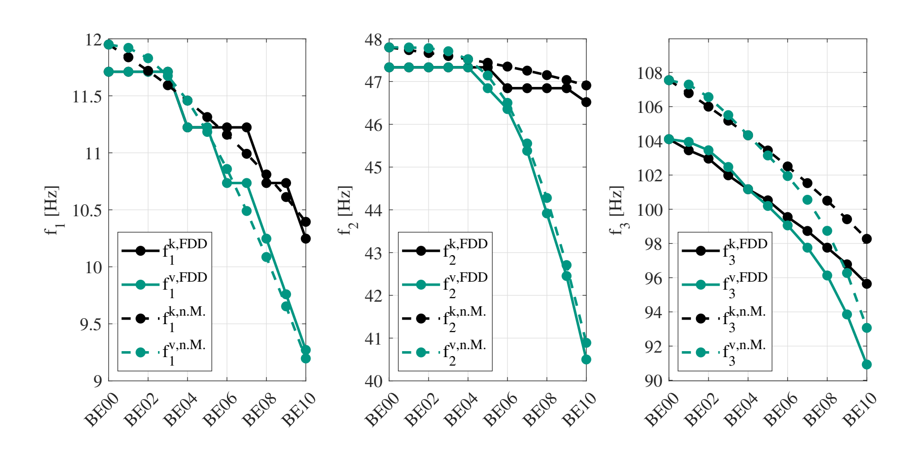


Abbildung 3.8: Entwicklung der ersten drei Eigenfrequenzen (von links nach rechts) in Abhängigkeit des Schadensbildes (k = konstante Breite und v = zunehmende Breite) und des Berechnungsverfahrens ($n.M.$ = numerische Modalanalyse und FDD = FDD-Methode)

Die Ergebnisse der numerischen Modalanalyse zeigen eine hohe Sensitivität aller drei Eigenfrequenzen bei zunehmender Steifigkeitsreduktion. Ab der *BE05* ist der Unterschied zwischen den beiden Szenarien deutlich erkennbar. Der Bereich der reduzierten Steifigkeit ist ab dieser Belastungsstufe im Szenario 2 größer als der 2 m breite geschädigte Bereich des Szenarios 1. Die Eigenfrequenzen nehmen deutlich stärker ab aufgrund der zunehmenden räumlichen Ausdehnung der Schädigung. Besonders gut ersichtlich ist dies anhand der Entwicklung der zweiten Eigenfrequenz. Da der geschädigte Bereich sich zunehmend über den Schwingungsknoten der zweiten Eigenform hinaus ausdehnt, kommt es zu einer deutlichen Abnahme der zweiten Eigenfrequenz. Der Vergleich zwischen den Eigenfrequenzen aus der numerischen Modalanalyse

und denen mit der FDD-Methode geschätzten zeigt eine geringere Sensitivität bei Anwendung des OMA-Verfahrens auf, s. Abbildung 3.8 und die Tabellen A.4 bis A.7. Geringe Steifigkeitsänderungen bei der ersten und zweiten Eigenfrequenz können, basierend auf den mit der FDD-Methode geschätzten Eigenfrequenzen, nicht beobachtet werden. Lediglich mithilfe der dritten Eigenfrequenz ist eine frühzeitige Detektion der Schädigung ersichtlich. Die prozentuale Abweichung der dritten Eigenfrequenz f_3 in der *BE02* beträgt zwischen $-0{,}62\,\%$ (Tab. A.7) bei zunehmender Schadensbreite und $-1{,}09\,\%$ (Tab. A.6) bei konstanter Schadensbreite.

Entwicklung der Eigenformen

Die Lokalisierung eines geschädigten Bereiches ist mithilfe der Eigenformen und von ihnen abgeleiteten Größen möglich. Abbildung 3.9 zeigt die Entwicklung der mit der FDD-Methode geschätzten Eigenformen bei zunehmender Steifigkeitsreduktion. Die Ergebnisse bei konstanter Schadensbreite sind links und diejenigen bei zunehmender Breite sind rechts dargestellt.

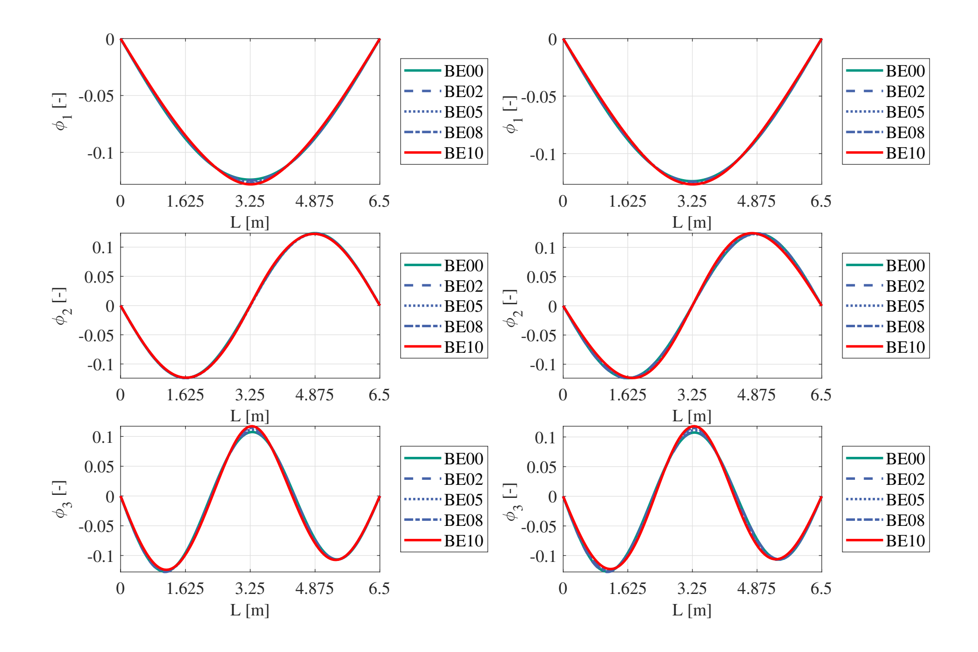


Abbildung 3.9: Entwicklung der Eigenformamplituden in Abhängigkeit des Schadensbildes: konstante Breite (links) und zunehmende Breite des geschädigten Bereiches (rechts)

Es sind nahezu keine Amplitudenänderungen ersichtlich. Aufgrund der Impulsanregung im linken Schwingungsbauch der zweiten Eigenform ist eine leichte Asymmetrie infolge größerer Eigenformamplituden im Bereich der Impulsanregung ersichtlich. Zur besseren Visualisierung der Amplitudenänderungen aufgrund der zunehmenden Schädigung ist in Abbildung 3.10 die

Differenz der Eigenformamplituden bezogen auf den ungeschädigten Zustand *BE00* dargestellt. Eine zunehmende Steifigkeitsreduktion bei konstanter Breite führt zu einer kontinuierlichen Zunahme der Eigenformamplituden. Die Position der lokalen Extremstellen und Nullstellen der Eigenformamplituden sind dabei unverändert. Dagegen kommt es aufgrund der zunehmenden Breite des geschädigten Bereiches, neben ansteigender Eigenformamplituden, zusätzlich zu einer Verschiebung der Nullstellen in Richtung der Auflagerpunkte. Diese Amplitudenänderungen sind in ihrer Größenordnung jedoch sehr gering.

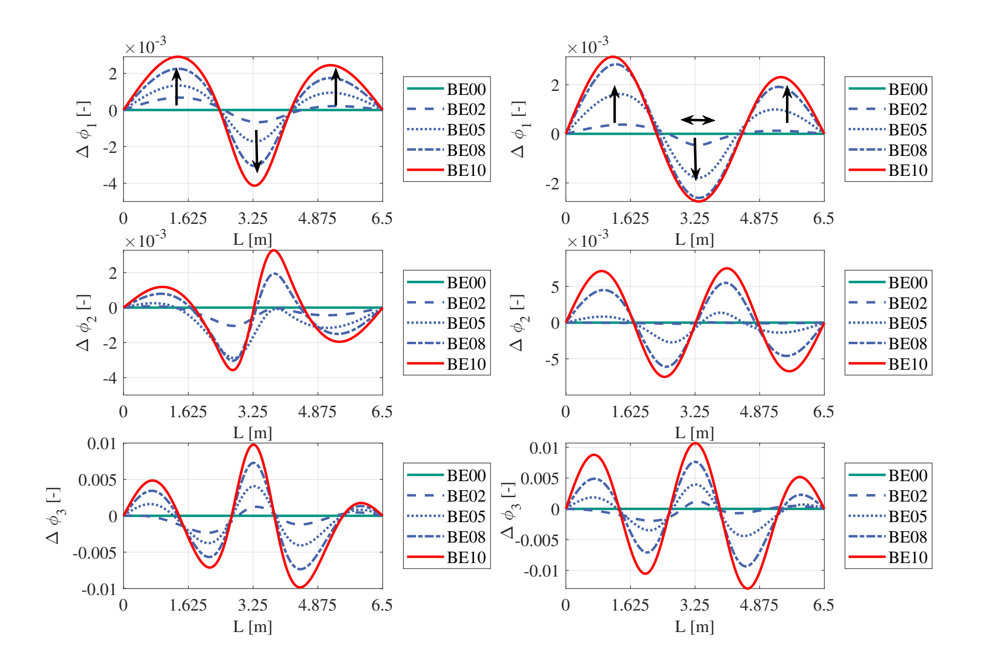


Abbildung 3.10: Entwicklung der Differenz der Eigenformamplituden in Abhängigkeit des Schadensbildes: konstante Breite (links) und zunehmende Breite des geschädigten Bereiches (rechts)

Entwicklung der Krümmungen der Eigenformen

Die Krümmungen der Eigenformen verdeutlichen den Unterschied zwischen den zwei untersuchten Szenarien, s. Abbildung 3.11. Links sind die Veränderungen bei konstanter Breite des geschädigten Bereiches zu sehen. Insbesondere anhand der Krümmung der ersten und zweiten Eigenform ist ersichtlich, dass sich an den Übergängen vom ungeschädigten zum geschädigten Bereich Wendepunkte ausbilden. Ausgehend von diesen kommt es zu einer Amplitudenzunahme der Krümmungen infolge der reduzierten Steifigkeit. Die unveränderte Position der Wendepunkte bei einer konstanten Schadensbreite führt zu einer kontinuierlichen Zunahme der Amplitude der Krümmungen der Eigenformen mit abnehmender Steifigkeit. Verschieben

sich dagegen die Wendepunkte aufgrund einer zunehmenden Schadensbreite in Richtung der Auflager (Bereiche mit geringen Krümmungsamplituden), führt dies zu niedrigeren Maximalwerten der Amplituden. Die Überlagerung einer abnehmenden Systemsteifigkeit mit einer zunehmenden räumlichen Ausbreitung des geschädigten Bereiches führt daher nicht zu einer kontinuierlichen Zunahme der Amplituden der Krümmungen, s. Abbildung 3.11 rechts.

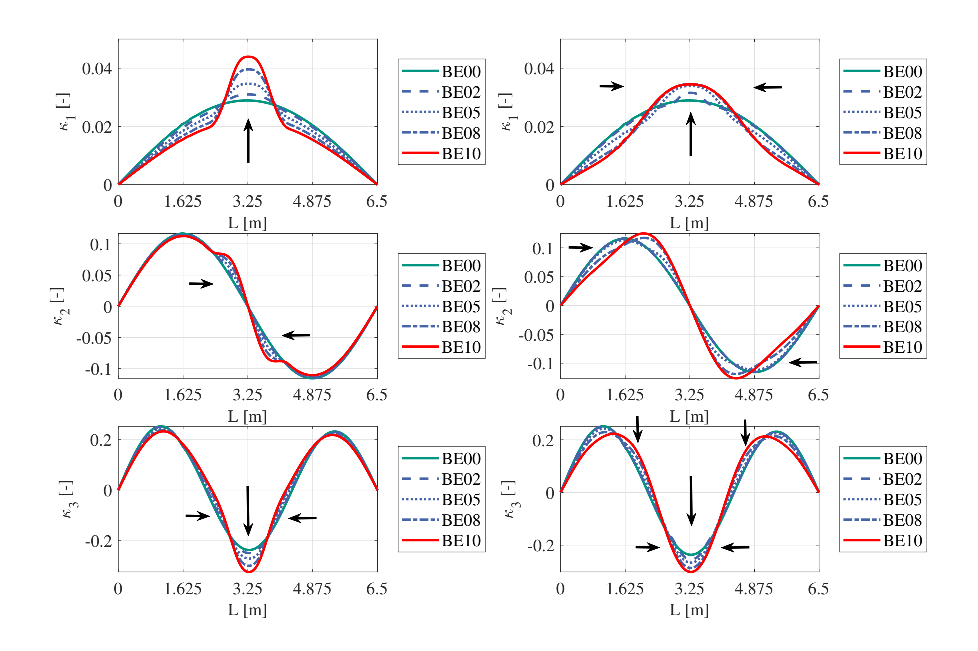


Abbildung 3.11: Entwicklung der Krümmungen der Eigenformen in Abhängigkeit des Schadensbildes: konstante Breite (links) und zunehmende Breite des geschädigten Bereiches (rechts)

Eine ausgeprägte Schädigung kennzeichnet sich demnach nicht allein über die Maximalwerte der Amplituden, sondern zusätzlich über eventuelle Einschnürungen der Krümmungen der Eigenformen. Beispielhaft hierfür ist der Vergleich der Krümmungen der ersten Eigenform zwischen der *BE05* und der *BE10* in Abbildung 3.11 oben rechts. Eine maximale Steifigkeitsreduktion von 50 % führt zu annähernd gleichen Maximalwerten der Krümmung, im Vergleich zur *BE05* mit einer maximalen Steifigkeitsreduktion von 25 %, aufgrund der doppelten räumlichen Ausbreitung der Schädigung. Die Einschnürung der Krümmungen bei *BE10* ist jedoch ausgeprägter im Vergleich zur *BE05*. Bei zunehmender Breite des geschädigten Bereiches ist die Lage der Wendepunkte am Übergang vom ungeschädigten zum geschädigten Bereich schwerer zu erkennen aufgrund der geringeren Krümmungsamplituden im Auflagerbereich. Die Amplitude der Krümmung der zweiten Eigenform (s. Abbildung 3.11 mitte rechts) nimmt ebenfalls mit abnehmender Steifigkeit zu. Zusätzlich verschieben sich die lokalen Extremstellen der beiden Schwingungsbäuche in Richtung des maximal geschädigten Bereiches. Die Ausbildung der Wendepunkte der Krümmungen der dritten Eigenform (s. Abbildung 3.11 unten rechts)

sind schwieriger zu erkennen aufgrund des geringeren Abstandes zwischen den Nulldurchgängen und den lokalen Extremstellen. Ein Rückschluss auf die Schadensstärke ist mithilfe der Krümmungen der Eigenformen daher nicht immer eindeutig realisierbar. Die Feststellung und Lokalisierung der Bereiche mit reduzierter Steifigkeit sind dagegen zuverlässig möglich.

3.4.2 Einfluss der Sensorpositionierung auf die Schadensidentifikation

Die Positionierung der Sensoren auf dem Brückenüberbau ist entscheidend für den Erfolg einer Messkampagne. Zum einen muss die Grundvoraussetzung der Beobachtbarkeit aller Moden, die von Interesse sind, erfüllt werden und zum anderen ist eine räumlich fein auflösende Erfassung der Eigenformen für eine präzise Schadenslokalisierung erforderlich. Die Kosten für ein Monitoringsystem steigen in Abhängigkeit der eingesetzten Anzahl an Sensoren signifikant an, da nicht nur die Hardwarekosten, sondern insbesondere die zu verarbeitende Datenmenge erheblich zunimmt. Eine gewissenhafte Auswahl der Anzahl an Sensoren sowie deren Positionierung ist daher entscheidend. In Abschnitt 4.2 wird ein Überblick über die in der Praxis umgesetzten Monitoringmaßnahmen und deren Sensorpositionierungen gegeben. In den meisten Fällen entschieden sich die Autoren für eine äquidistante Anordnung der Sensoren entlang des Brückenüberbaus. Im Folgenden wird zunächst der Einfluss des Sensorabstandes bei einer äquidistanten Anordnung auf die Schadenslokalisierung untersucht. Anschließend wird eine optimierte Sensorpositionierung in Abhängigkeit des statischen Systems und der zu erwartenden Schadensbilder vorgestellt. Dieser Ansatz ermöglicht eine Reduzierung der Mindestanzahl an benötigten Sensoren und damit eine Kostenreduzierung.

Äquidistanter Sensorabstand

Für die Untersuchung des Einflusses des Sensorabstandes auf die Schadenslokalisierung wurde die zuvor durchgeführte Parameterstudie (s. Abschnitt 3.4.1) für einen Sensorabstand von 5 cm, 10 cm, 25 cm und 50 cm durchgeführt. Da die Lokalisierung bei einer zunehmenden Schadensbreite schwieriger ist im Vergleich zu einer konstanten Breite, werden im Folgenden die Ergebnisse für das Szenario 2 (zunehmende Schadensbreite) dargestellt. Der Abstand der äquidistant positionierten Sensoren hat keinen Einfluss auf die Eigenfrequenzen, da bei allen gewählten Sensorabständen die Beobachtbarkeit der ersten drei Moden gewährleistet ist. Die Ergebnisse der Eigenformen werden nicht aufgeführt, da bereits gezeigt werden konnte, dass die Amplitudenänderungen zu gering für eine zuverlässige Lokalisierung sind. Abbildung 3.12 zeigt die Entwicklung der Krümmungen der ersten drei Eigenformen, in Abhängigkeit des Sensorabstandes. Grundsätzlich können bei beiden Sensorabständen die charakteristischen Änderungen der Krümmungen mit zunehmender Schädigung nachvollzogen werden. Jedoch sind die Änderungen bei einem Abstand von 25 cm deutlicher ersichtlich im Vergleich zu einem Abstand von 50 cm. Darüber hinaus kann bei einem Sensorabstand von 50 cm das lokale Maximum der ersten und dritten Eigenform in Feldmitte nicht erfasst werden. Mithilfe der Krümmungen der Eigenformen ist eine Schadenslokalisierung bei einer räumlichen Ausbreitung des

geschädigten Bereiches erschwert, sobald sich der Übergang vom ungeschädigten zum geschädigten Zustand im Bereich kleiner Krümmungen befindet. Daher bietet sich für diese Fälle das Schadenslokalisierungsverfahren basierend auf der kontinuierlichen Wavelet-Transformation (CWT) an, s. Abschnitt 2.2.1. In Abbildung 3.13 sind die Ergebnisse für einen Sensorabstand von 5 cm und den vier Belastungsstufen *BE02*, *BE05*, *BE08* und *BE10* dargestellt. Dank der hohen Koeffizienten (≈ 1, gelber Farbbereich) im Bereich der reduzierten Steifigkeit über alle Skalen hinweg, kann der geschädigte Bereich eindeutig lokalisiert werden. Der Übergang vom ungeschädigten zum geschädigten Bereich ist durch die vertikale gestrichelte rote Linie mit der Angabe der Belastungsstufe gekennzeichnet. Die Lokalisierung ist in allen Schadensfällen bis auf wenige Zentimeter genau möglich. Der Vergleich der Ergebnisse bei einem Sensorabstand von 5 cm (s. Abbildung 3.13) mit denen bei 50 cm (s. Abbildung 3.14) lässt nahezu keine Unterschiede erkennen. Lediglich bei der *BE02* würde der größere Sensorabstand von 50 cm zu einer leichten Überschätzung des geschädigten Bereiches führen. Dieses stellt ein konservatives Ergebnis dar und kann daher als akzeptabel angesehen werden. Es untermauert die Eignung der CWT als Schadenslokalisierungsverfahren, da es nicht nur lokale geschädigte Bereiche frühzeitig identifizieren kann, sondern auch räumlich ausgedehnte.

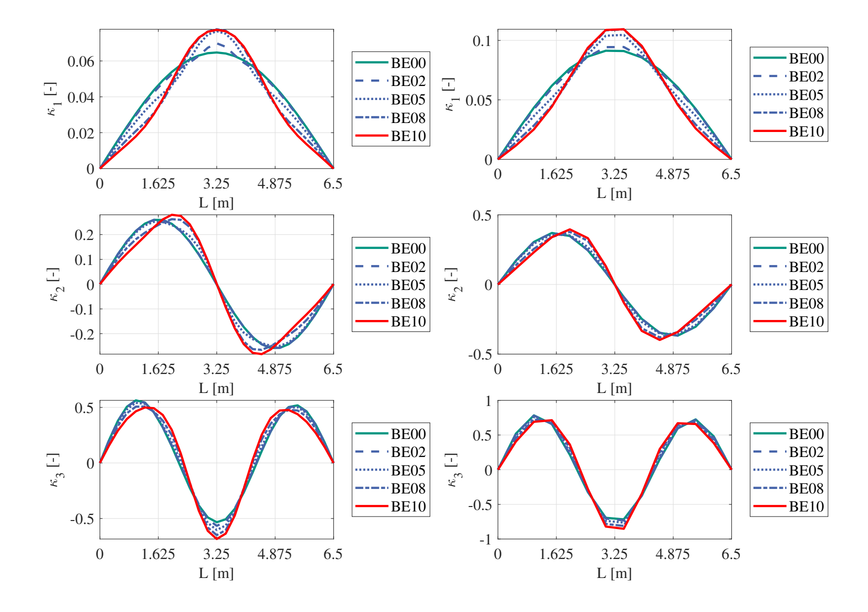


Abbildung 3.12: Entwicklung der Krümmungen der Eigenformen in Abhängigkeit des Sensorabstandes: 25 cm (links) und 50 cm (rechts)

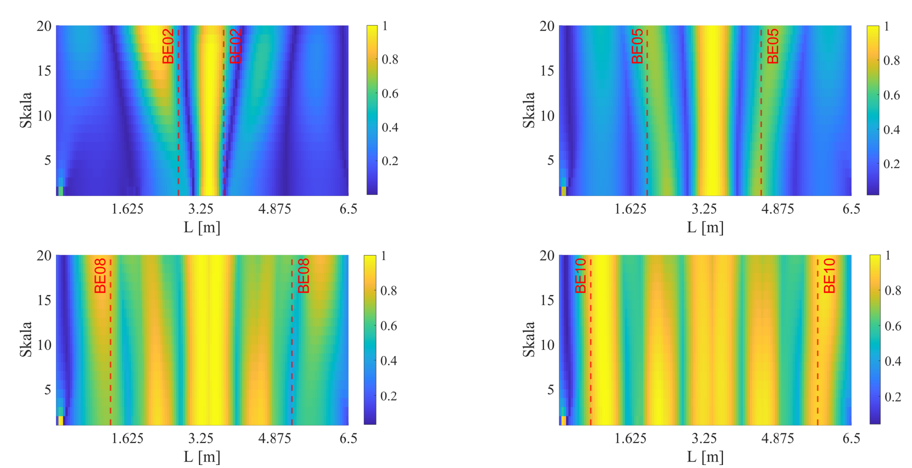


Abbildung 3.13: Schadenslokalisierung basierend auf der kontinuierlichen Wavelet-Transformation (CWT) bei einem Sensorabstand von 5 cm: *BE02* (oben links), *BE05* (oben rechts), *BE08* (unten links) und *BE10* (unten rechts)

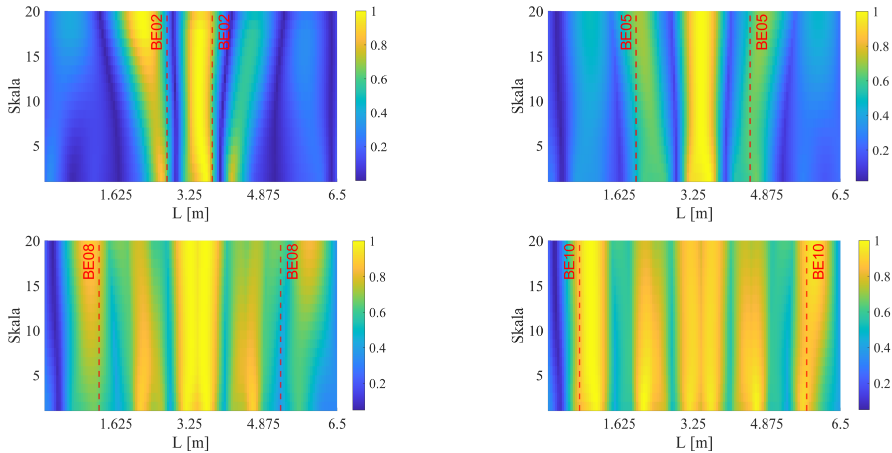


Abbildung 3.14: Schadenslokalisierung basierend auf der kontinuierlichen Wavelet-Transformation bei einem Sensorabstand von 50 cm: *BE02* (oben links), *BE05* (oben rechts), *BE08* (unten links) und *BE10* (unten rechts)

Optimierte Sensorpositionierung

Das Ziel ist eine im Vergleich zum äquidistanten Sensorabstand optimierte Sensorpositionierung. Hierbei soll die erforderliche Anzahl an Sensoren möglichst gering sein und trotzdem eine präzise Schadenslokalisierung ermöglichen. In Anlehnung an Retze [100] wurden die Sensoren in den lokalen Extremstellen der superponierten ersten drei Eigenformen positioniert. Zusätzlich werden die lokalen Extremstellen der ersten drei Eigenformen sowie deren

Krümmungen als Sensorposition gewählt, da sich in Abschnitt 3.4.1 bereits gezeigt hat, dass ein geschädigter Bereich insbesondere durch die Änderung der lokalen Extremstellen lokalisiert werden kann. Es wurden folgende statische Systeme bzw. Teilsysteme untersucht: (1) gelenkig - gelenkig, (2) gelenkig - eingespannt, (3) eingespannt - eingespannt, (4) federgelagert - federgelagert, (5) Randfeld und (6) Mittelfeld eines Durchlaufträgers. Unter Berücksichtigung unterschiedlichster Schadensbilder für die jeweiligen statischen Systeme, konnte eine optimierte Sensorpositionierung prozentual in Abhängigkeit der Balkenlänge ermittelt werden. Im Folgenden wird das Vorgehen am Beispiel eines beidseitig eingespannten Balkens vorgestellt. Abbildung 3.15 zeigt die ersten drei Eigenformen und die daraus abgeleiteten Sensorpositionen.

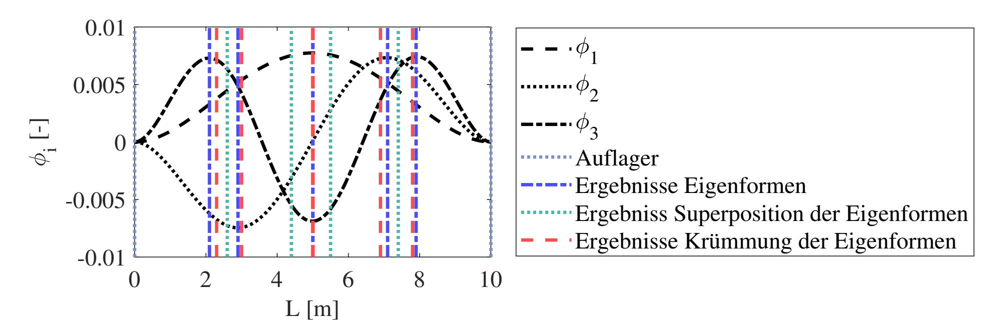


Abbildung 3.15: Übersicht für die Sensorpositionierung an einem beidseitig eingespannten Balken

Zusätzlich zu den zuvor bereits genannten Kriterien ist eine Positionierung an den Auflagerpunkten, trotz der Schwingungsknoten sinnvoll, um dortige mögliche Schäden identifizieren zu können. Die Positionierung, gemäß den lokalen Extremstellen der Eigenformen und deren Krümmungen, liegen eng beieinander, sodass die Positionierung entsprechend den Eigenformen gewählt wird. Insgesamt wurden vier verschiedene Schadensbilder simuliert. Schaden $D1$ ist eine symmetrische Schädigung die in Feldmitte ($\gamma = 0,5$) eine minimale Steifigkeit von 85 % ($\alpha = 0,85$) des ungeschädigten Zustandes (UG) aufweist und sich über eine Länge von 1,2 m symmetrisch ($\beta_1 = \beta_2 = 0{,}6$ m, $n_1 = n_2 = 1$) erstreckt. Das zweite Schadensbild entspricht dem Schaden $D1$ jedoch über eine Gesamtlänge von 4,2 m ($\beta_1 = \beta_2 = 2{,}1$ m, $n_1 = n_2 = 2$). Schaden $D3$ sowie $D4$ bilden asymmetrische Schädigungen ab. Die minimale Steifigkeit bei $D3$ liegt bei $L = 2{,}9$ m und erstreckt sich über 1,6 m ($\beta_1 = \beta_2 = 0{,}8$ m, $n_1 = n_2 = 1$). Der Schaden $D4$ befindet sich an der linken Einspannung ($L = 0$ m) und kann über folgende Parameter beschrieben werden: $\alpha = 0,85$, $\beta_1 = 0$, $\beta_2 = 1$ m, $n_1 = 0$ und $n_2 = 1$. Abbildung 3.16 links zeigt die spline-interpolierten Eigenformen des ungeschädigten (UG) und geschädigten Zustandes $D3$ unter Kennzeichnung der Sensorpositionen (Kreise) sowie rechts das Ergebnis der Schadenslokalisierung basierend auf der CWT. Die vertikalen gestrichelten roten Linien in den Abbildungen 3.16 und 3.17 rechts kennzeichnen den Übergang vom ungeschädigten zum geschädigten Bereich. Die Beobachtbarkeit der Eigenformen ist gegeben (s. Abbildung 3.16 links), jedoch würde der geschädigte Bereich in diesem Fall (s. Abbildung 3.16) überschätzt werden. Die Ergebnisse der CWT lassen eine reduzierte Steifigkeit über die gesamte linke Balkenhälfte vermuten.

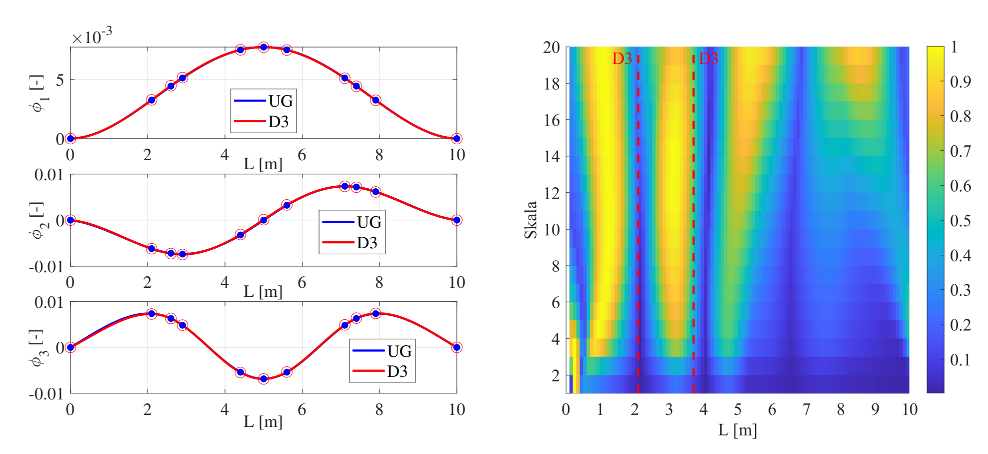


Abbildung 3.16: Die spline-interpolierten Eigenformen für die Sensorpositionierung eines beidseitig eingespannten Balkens (links) und das Ergebnis der Schadenslokalisierung basierend auf der CWT (rechts)

Daher wurde die Sensorpositionierung optimiert und mit vier weiteren Sensoren ergänzt. In Abbildung 3.17 links sind die zusätzlichen Messpunkte mit schwarzen Kreisen umrandet dargestellt. Diese ermöglichen eine genauere Abbildung der Übergangsbereiche zwischen den lokalen Extremstellen der Eigenformen. Rechts in der Abbildung 3.17 sind die zugehörigen Ergebnisse der CWT dargestellt. Da insbesondere bei tiefen Skalenwerten ausschließlich im Bereich der Schädigung hohe Koeffizientenwerte (≈ 1) zu sehen sind, kann die lokale asymmetrische Schädigung durch die neue Sensoranordnung zuverlässig lokalisiert werden.

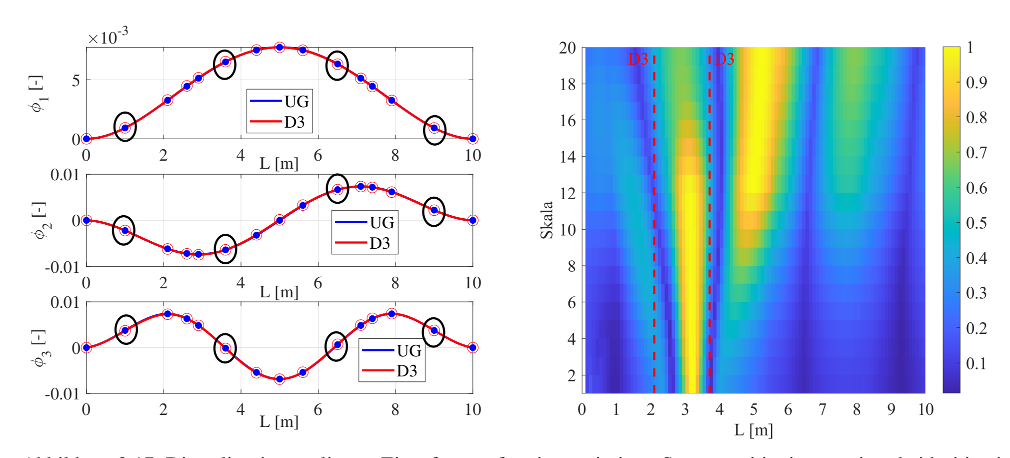


Abbildung 3.17: Die spline-interpolierten Eigenformen für eine optimierte Sensorpositionierung eines beidseitig eingespannten Balkens (links) und das Ergebnis der Schadenslokalisierung basierend auf der CWT (rechts)

Diese Ergebnisse untermauern das Erfordernis der gesamtheitlichen Betrachtung des statischen Systems unter Berücksichtigung verschiedenster Schadensbilder für eine erfolgreiche

Sensorpositionierung hinsichtlich des modalbasierten Monitorings. Allein die Beobachtbarkeit der Eigenformen stellt kein ausreichendes Auswahlkriterium dar. Im Anhang A.5 sind die Sensorpositionen, in Abhängigkeit der Balkenlänge, für die jeweiligen statischen Systeme sowie deren physikalischer Hintergrund aufgeführt. Es wird darauf hingewiesen, dass es sich hierbei um Empfehlungen für die Mindestanzahl an Sensoren für die Erfassung der Biegeeigenformen handelt. Abhängig von dem jeweiligen Untersuchungsziel kann der Einsatz von zusätzlichen Sensoren erforderlich werden.

3.4.3 Einfluss der Synchronisation auf die Schätzung der modalen Parameter

Die Herausforderung der Synchronisation von kabellosen Sensorsystemen wurde in Abschnitt 2.3.3 erläutert. Im Folgenden werden die Ergebnisse zum Einfluss der Synchronisation auf die geschätzten modalen Parameter vorgestellt. In Abschnitt 3.1.2 wurde die Simulation der zeitlichen Versätze im numerischen Modell sowie die Ergebnisse von Testmessungen an einem 6,5 m langen Stahlbetonbalken vorgestellt. Das Ziel ist die systematische Untersuchung und Ermittlung der Mindestanforderungen der Synchronisation hinsichtlich SHM-Anwendungen. Die Parameterstudien erfolgten in Analogie zu den Testmessungen und den bisherigen numerischen Untersuchungen (Abschnitt 3.4.1 und 3.4.2) an dem gelenkig gelagerten 6,5 m langen Stahlbetonbalken. Die modalen Parameter werden mit der FDD-Methode geschätzt. Die Ergebnisse für die Schätzungen, basierend auf den Beschleunigungs- bzw. Geschwindigkeitszeitverläufen, sind identisch. Es werden ausschließlich die Ergebnisse basierend auf den Beschleunigungsdaten vorgestellt. Grundsätzlich gilt, dass die Synchronisation keinen Einfluss auf die Schätzung der Eigenfrequenzen hat, da diese zeitunabhängig sind. Die Amplituden der Eigenformen weisen dagegen eine hohe Sensitivität auf. Zunächst wurde ein zeitlicher Versatz von 0 bis +5 Datensamples (Δt) eines Sensors bei einer Abtastrate von 1000 Hz und einer Diskretisierung des Zeitsignals von 1 ms auf die Schätzung der modalen Parameter untersucht. Diese werden mit $Sync00$ bis $Sync15$ benannt, s. Abbildung 3.18. $Sync00$ stellen die Ergebnisse einer synchronen Messung dar. $Sync11$ bedeutet, dass der Sensor an Position $x = 3,00m$ einen Zeitversatz von $+1\Delta t$ (1 ms) zur Referenzzeit aufweist. Der maximal simulierte Synchronisationsfehler $Sync15$ stellt einen Versatz von +5 ms dar. Der zunehmende Amplitudenfehler des nicht synchronen Sensors ist deutlich sichtbar, s. Abbildung 3.18. Darüber hinaus ist eine Abhängigkeit von der zugehörigen Eigenfrequenz der Mode (f_1 =11,95 Hz, f_2 =47,80 Hz und f_3 =107,55 Hz) zu sehen. Mit zunehmender Frequenz nimmt der Einfluss der fehlerhaften Synchronisation signifikant zu. Dies bestätigt die Ergebnisse von Nagayama et al. [84]. Yan et al. [128] nehmen an, dass sich das Vorzeichen der Eigenformen ändert, vorausgesetzt die Phasenverschiebung ist ausreichend groß. Ansonsten gehen sie davon aus, dass der Einfluss der Phasenverschiebung auf die Amplitude der Eigenformen vernachlässigbar ist. Betrachtet man die Amplitudenentwicklung der 3. Eigenform in Abbildung 3.18, ist ein Vorzeichenwechsel ab +3 ms zu sehen. Die dritte Eigenform kann, über die Absolutwertbetrachtung, ausschließlich bei einem Zeitversatz von +5 ms annähernd korrekt abgebildet werden. Die Absolutwertbetrachtung bei zeitlichen Versätzen zwischen +2 ms und +4 ms würden zu signifikanten Fehlern

führen und könnten im Zusammenhang der modalbasierten Schadensidentifikation nicht vernachlässigt werden. Lediglich ein Zeitversatz von +1 ms könnte in diesem Fall als akzeptabel angesehen werden.

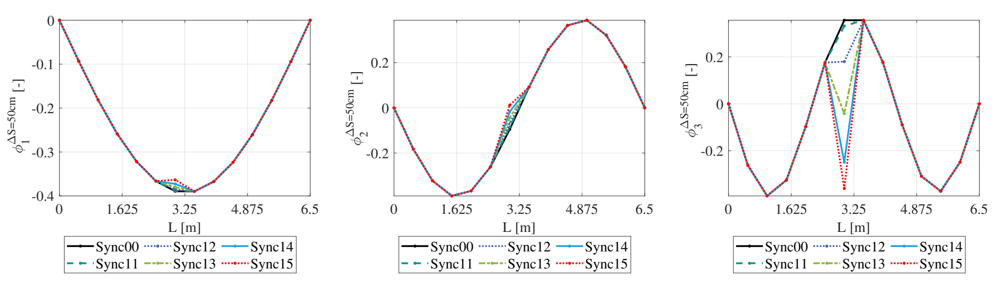


Abbildung 3.18: Einfluss eines fehlerhaft synchronisierten Sensors bei 3 m auf die geschätzten Eigenformen (f_1 =11,95 Hz, f_2 =47,80 Hz und f_3 =107,55 Hz): Abtastrate f_s=1000 Hz, zeitliche Diskretisierung Δt=1 ms und Synchronisationsfehler $0\Delta t$ (*Sync00*) bis $+5\Delta t$ (*Sync15*)

Realistischer ist ein Szenario, in dem alle Sensoren von Synchronisationsfehlern betroffen sein können. Abbildung 3.19 zeigt die ersten drei Eigenformen des Balkens. In diesem Fall wurden die Zeitverläufe aller Sensoren zufällig zueinander verteilt um $\pm n \cdot \Delta t$ versetzt, s. Abschnitt 3.1.2. $Sync00$ sind die Ergebnisse für die synchronen Daten. $Sync21$ bis $Sync25$ bedeutet, dass alle Sensoren zufällig verteilt um $\pm 1\Delta t$ bis $\pm 5\Delta t$ zueinander versetzt sind. Der Zeitschritt Δt beträgt in dieser Simulation weiterhin 1 ms und die Abtastrate wurde ebenfalls zu 1000 Hz gewählt. Dies entspricht den in Abschnitt 3.1.2 vorgestellten Testmessungen an Stahlbetonbalken, s. Abbildung 3.3. Mit steigender Eigenfrequenz nehmen die Amplitudenabweichungen zu. Die Ergebnisse stimmen sehr gut mit den Ergebnissen der Testmessung überein, s. Abbildung 3.3. Darüber hinaus untermauern die Ergebnisse, dass eine Betrachtung der Absolutwerte der Eigenformen für die Schadensidentifikation, bei dieser Art von fehlerhafter Synchronisation, nicht zielführend ist. Bereits ein Synchronisationsfehler von ±1 ms führt zu ausgeprägten Amplitudenfehlern der zweiten und dritten Eigenform, sodass diese die Amplitudenänderungen infolge einer Schädigung überdecken würden. Eine Netzwerksynchronisation, mit einer maximalen Synchronisationsgenauigkeit von 1 ms, ist daher für diesen Frequenzbereich nicht ausreichend.

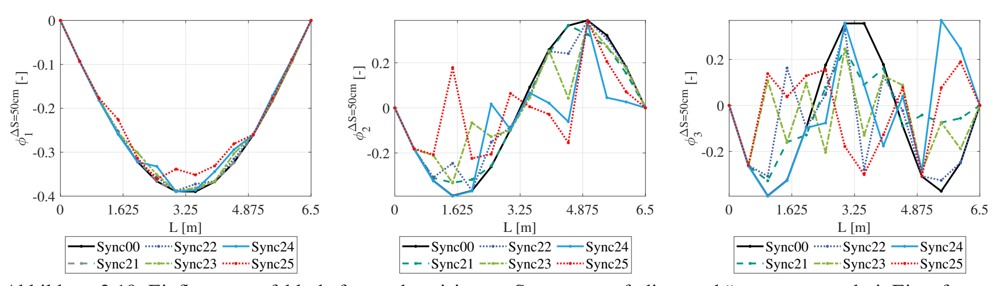


Abbildung 3.19: Einfluss von fehlerhaft synchronisierten Sensoren auf die geschätzten ersten drei Eigenformen (f_1 =11,95 Hz, f_2 =47,80 Hz und f_3 =107,55 Hz): Abtastrate f_s =1000 Hz, zeitliche Diskretisierung Δt =1 ms und Synchronisationsfehler $\pm 0\Delta t$ (*Sync00*) bis $\pm 5\Delta t$ (*Sync25*)

Zur Ermittlung der Mindestanforderungen an die Synchronisationsgenauigkeit wurden verschiedene Abtastraten und Zeitauflösungen untersucht. Abbildung 3.20 zeigt die Ergebnisse für die zweite Eigenform. Links ist diese bei einer Abtastrate von 2000 Hz und einer zeitlichen Diskretisierung von $1/f_s = 0{,}5\,\text{ms}$ für die synchrone Messung $Sync00$ und einer fehlerhaften Synchronisation von $\pm 5\Delta t = \pm 2{,}5\,\text{ms}$ dargestellt. Die Ergebnisse für eine Abtastrate von 1000 Hz und $\Delta t = 10\,\mu\text{s}$ sind in der Mitte abgebildet und diese für $f_s = 2000\,\text{Hz}$ und $\Delta t = 10\,\mu\text{s}$ sind rechts zu sehen.

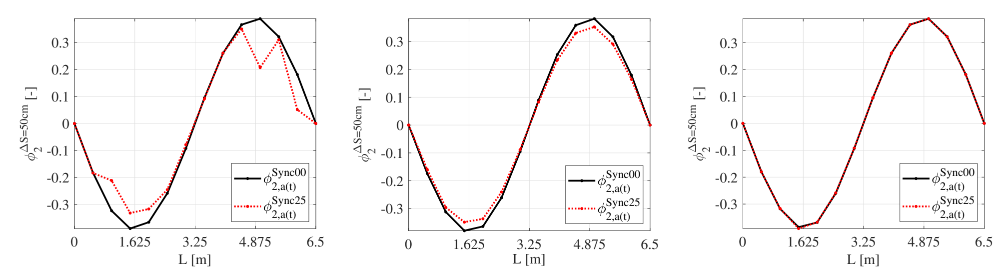


Abbildung 3.20: Einfluss der Abtastrate und der zeitlichen Auflösegenauigkeit auf die geschätzte zweite Eigenform ($f_2 = 47{,}80\,\text{Hz}$) unter Berücksichtigung einer fehlerhaften Synchronisation (*Sync25*, *Sync00*= synchrone Messung): $f_s = 2000\,\text{Hz}$ und max. $\pm 5\Delta t = \pm 2{,}5\,\text{ms}$ (links); $f_s = 1000\,\text{Hz}$ und max. $\pm 5\Delta t = \pm 50\,\mu\text{s}$ (mitte) und $f_s = 2000\,\text{Hz}$ und max. $\pm 5\Delta t = \pm 50\,\mu\text{s}$ (rechts)

Eine 50-fach feinere zeitliche Diskretisierung führt trotz niedrigerer Abtastrate zu wesentlich besseren Schätzungen der zweiten Eigenform. Die, für nicht synchrone Messungen, charakteristischen Peaks sind nicht länger zu beobachten. Jedoch sind kleinere Amplituden der Schwingungsbäuche zu sehen. Dies ist hinsichtlich der Schadensidentifikation als kritisch zu betrachten, da diese Amplitudenänderungen fälschlicherweise als Schadensindikator angesehen werden könnten bzw. die Änderungen infolge einer Schädigung überdecken würden. Die erhöhte Abtastrate sowie die 50-fach feinere zeitliche Diskretisierung zeigen dagegen, selbst bei einer fehlerhaften Synchronisation von $\pm 5\Delta t = \pm 50\,\mu\text{s}$, keinerlei Abweichungen auf. Diese Ergebnisse untermauern das Erfordernis einer hochpräzisen Synchronisation beispielsweise mithilfe des GPS-Signals in Kombination mit einer ausreichend hohen Abtastrate. Der relevante Frequenzbereich der meisten Brücken liegt bei bis zu 40 Hz. Aufgrund der großen Abhängigkeit der Anforderungen an die Synchronisation vom betrachteten Frequenzbereich wurde zusätzlich ein Balken der doppelten Länge ($L = 13\,\text{m}$) simuliert. Die Eigenfrequenzen dieses Balkens sind: $f_1 = 2{,}93\,\text{Hz}$, $f_2 = 11{,}71\,\text{Hz}$ und $f_3 = 25{,}86\,\text{Hz}$. Abbildung 3.21 zeigt die ersten drei Eigenformen für die Simulationen $Sync00$ bis $Sync25$. Die Abtastrate f_s beträgt 1000 Hz und Δt wurde zu 1 ms angenommen. Hinsichtlich der ersten Eigenform würde diese Synchronisationsgenauigkeit vollkommen ausreichen. Jedoch sind bereits bei der zweiten Eigenform die charakteristischen Amplitudenfehler, in Form von Peaks, ersichtlich. Die Schätzung der dritten Eigenform ist hinsichtlich einer zuverlässigen Schadensidentifikation, ab einschließlich einem Synchronisationsfehler von mehr als $\pm 4\,\text{ms}$, nicht mehr möglich. Diese Ergebnisse belegen, dass selbst bei niedrigen Frequenzbereichen eine hochpräzise synchronisierte Erfassung der Antwortschwingungen der Struktur für eine belastbare modalbasierte Schadensidentifikation erforderlich ist. Die Synchronisation der Sensoren entscheidet grundlegend über den

Erfolg einer Messkampagne. Nachträgliche Rückrechnungen sind aufgrund der in der Regel unbekannten Größe des Fehlers nicht möglich.

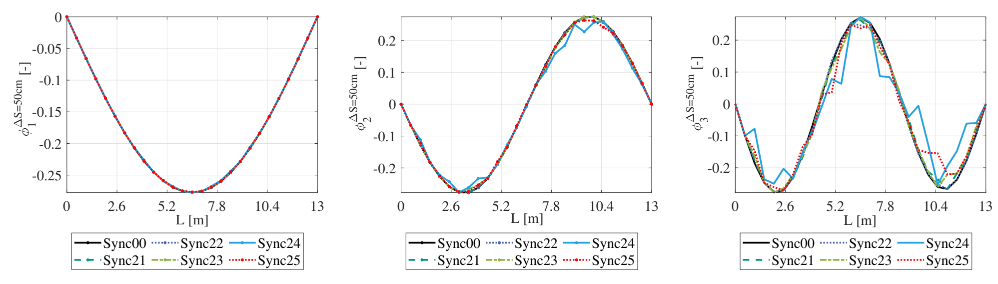


Abbildung 3.21: Einfluss der Synchronisation auf die ersten drei Eigenformen (f_1 =2,93 Hz (links), f_2 =11,71 Hz (mitte) und f_3 =25,86 Hz (rechts)): Abtastrate f_s =1000 Hz, zeitliche Diskretisierung Δt =1 ms und Synchronisationsfehler $\pm 0\Delta t$ (*Sync00*) bis $\pm 5\Delta t$ (*Sync25*)

3.4.4 Einfluss des Fußgängerverkehrs auf die Streuungen der modalen Parameter

In diesem Abschnitt werden die Simulationen und deren Ergebnisse hinsichtlich des Einflusses der Betriebslasten auf die modalen Parameter dargestellt. Darüber hinaus werden die Auswirkungen auf eine zuverlässige Schadensidentifikation erarbeitet. Die Ergebnisse zum Einfluss des Fußgängerverkehrs beruhen auf den Veröffentlichungen [56] und [58] der Autorin. Ziel dieser numerischen Untersuchungen ist die Erarbeitung von charakteristischen Eigenschaften der modalen Parameter in Abhängigkeit des Fußgängerverkehrs. Dabei wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass die numerischen Berechnungen nicht den Anspruch erheben, In-situ-Untersuchungen in quantitativer Hinsicht möglichst genau abzubilden. Es geht vielmehr um die Zuordnung von charakteristischen Änderungen der modalen Parameter zu den Betriebslasten infolge des Fußgängerverkehrs. Die Modellbildung der Fußgänger wurde in Abschnitt 3.2.1 erläutert. In Anlehnung an die durchgeführten Messungen der Fußgängerbrücke an der Richard-Willstätter-Allee (RWA-Brücke) in Karlsruhe, die in Abschnitt 6.1 vorgestellt werden, wurden die Parameter für das Balkenmodell entsprechend der 19,2 m langen Einhängeplatte gewählt. Der Querschnitt A der Brücke wurde mit 1,825 m^2 und das Flächenträgheitsmoment I_y zu 0,040 93 m^4 angenommen. Die Elementlänge beträgt 0,1 m. Über eine Länge von 13,8 m wurde die veränderte Querschnittseigenschaft der Einhängeplatte infolge der Hohlkörper vereinfacht über den reduzierten Querschnitt A_h = 1,1625 m^2 und das reduzierte Flächenträgheitsmoment $I_{y,h}$ = 0,016 28 m^4 simuliert. Die Lagerung der Einhängeplatte auf den Kragarmen der Brücke wurde über eine beidseitige Federlagerung abgebildet. Die Federsteifigkeiten k_{links} und k_{rechts} betrugen 6000 kN/m, sodass die erste Eigenfrequenz des Balkenmodells mit der gemessenen ersten Eigenfrequenz der RWA-Brücke näherungsweise übereinstimmt. Die Abtastrate wurde zu 1000 Hz gewählt und der Zeitschritt des Newmark-beta-Verfahrens betrug 0,001 s. Die maximale Signallänge wurde mit 60 s angenommen.

Abbildung 3.22 zeigt das von der Einhängeplatte der RWA-Brücke abgeleitete Brückenmodell, sowie die Betriebslasten infolge des Fußgängerverkehrs.

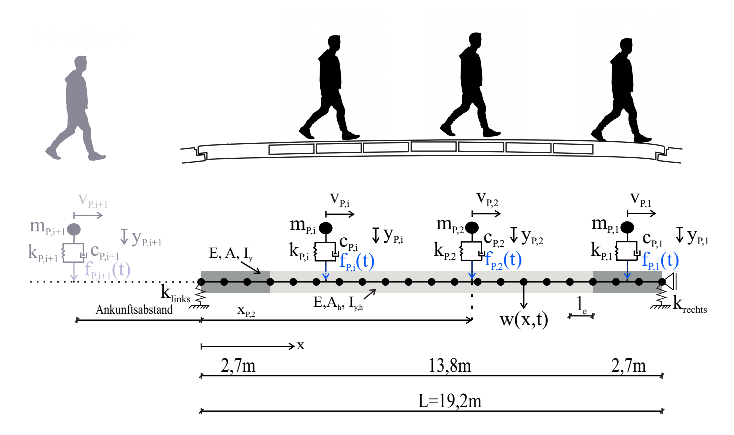


Abbildung 3.22: Numerisches Modell in Anlehnung an die Fußgängerbrücke an der Richard-Willstätter-Allee für die Parameterstudie zum Einfluss des Fußgängerverkehrs auf die modalen Parameter [58]

Einfluss eines Fußgängers [58]

Das Ziel ist es, den Einfluss des Fußgängerverkehrs auf die geschätzten modalen Parameter zu bestimmen. Vor der Untersuchung von Fußgängerströmen, wurde der Einfluss eines einzelnen Fußgängers, der die Brücke mit einer konstanten Geschwindigkeit v_P und Schrittfrequenz f_{st} überquert, untersucht. Es wurden drei verschiedene Laufgeschwindigkeiten mit den entsprechenden Schrittfrequenzen betrachtet:

(1) langsames Gehen: $f_{st} = f_1^{\text{Brücke}}$

(2) moderates Gehen: $f_{st} > f_1^{\text{Brücke}}$

(3) schnelles Gehen: $f_{st} >> f_1^{\text{Brücke}}$

Der Einfluss des Körpergewichts wurde ebenfalls untersucht. Es zeigte sich, dass der Masseneintrag des Fußgängers zu einer Abnahme der Eigenfrequenzen führt, solange die Signallänge maximal der Überquerungszeit des Fußgängers entspricht. Bei Signallängen, die über die Überquerungszeit des Fußgängers hinaus reichten (d.h. unter Berücksichtigung des Ausschwingverhaltens oder der reinen Rauschanregung), entsprechen die Eigenfrequenzen denen der reinen Brückenkonstruktion. Die Schrittfrequenz des Fußgängers ist unabhängig von der Signallänge im Frequenzspektrum enthalten. Liegt die Schrittfrequenz f_{st} im Bereich der Eigenfrequenz der Brücke, so muss ein besonderes Augenmerk auf die Differenzierung zwischen diesen beiden Frequenzen gelegt werden. Die Betrachtung verschiedener Messungen ermöglicht eine eindeutige Unterscheidung, da die Eigenfrequenz der Brücke in allen Frequenzspektren enthalten

ist, während die Schrittfrequenz des Fußgängers variiert. Durch die Wahl einer ausreichenden Signallänge können die Massen- und Steifigkeitseffekte des Fußgängers auf die geschätzten Eigenfrequenzen eliminiert werden. Die Eigenformamplituden der Einhängeplatte zeigen bei ausreichender Signallänge keine Abhängigkeit von den Fußgängereigenschaften auf. Grundvoraussetzung hierfür ist, dass die Signallänge ausreichend lang gewählt wurde, sodass sich die Eigenformen vollständig ausbilden konnten. Diese Erkenntnisse sind deckungsgleich zu denen in der Literatur, s. Abschnitt 3.2.1.

Validierung der Betriebslasten infolge des Fußgängerverkehrs [58]

Die Validierung des statischen Verhaltens des Modells erfolgt durch vergleichende Berechnungen der Biegelinie des Balkens unter der statischen Fußgängerbelastung zu den fünf genannten Zeitpunkten. Abbildung 3.23 zeigt die Biegelinien nach 20 %, 60 % und 100 % der maximalen Signallänge von 60 s.

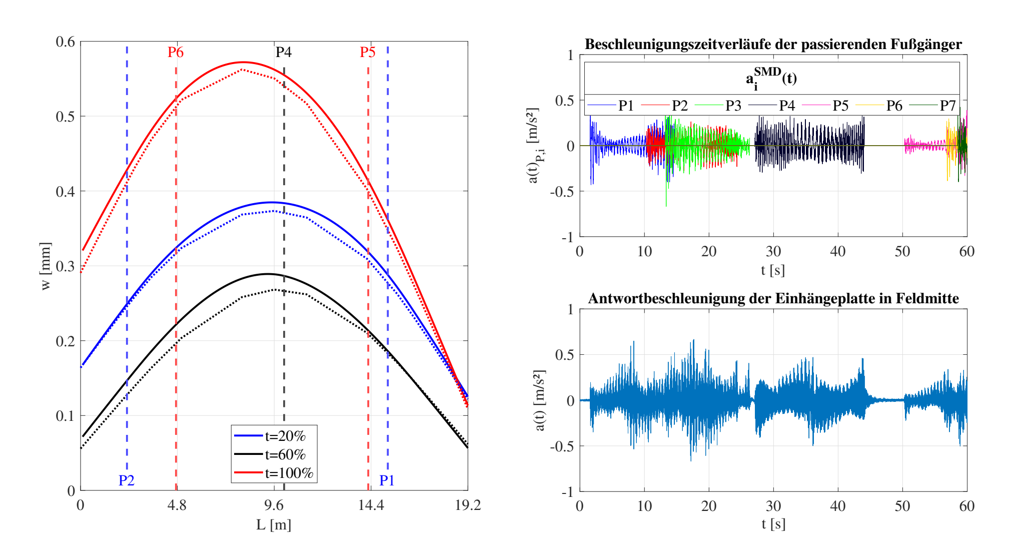


Abbildung 3.23: Biegelinien der Einhängeplatte unter der statischen Fußgängerbelastung (links) und Beschleunigungszeitverläufe der Fußgänger (MFD-Systeme) sowie die Antwortbeschleunigung der Einhängeplatte in Feldmitte (rechts) [58]

Es ist eine gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der numerischen Simulationen in MATLAB® (durchgezogene Linie) und den Vergleichsrechnungen mit dem Programm *Stab2D* [61] (gepunktete Linie) zu sehen. Die senkrechten gestrichelten Linien zeigen die Position des jeweiligen Fußgängers P_i zum betrachteten Zeitpunkt an. Aufgrund des probabilistischen Modellansatzes kann das dynamische Verhalten des Balkenmodells nicht direkt durch Vergleichsrechnungen validiert werden. Betrachtet man die Beschleunigungszeitverläufe

der einzelnen Fußgänger auf der Brücke während einer Signallänge von 60 s und vergleicht diese mit der Antwortschwingung in Feldmitte der Einhängeplatte, so ist die Überlagerung der fußgängerinduzierten Anregung und der aufgebrachten Rauschanregung ersichtlich. Die variierende Anzahl der Fußgänger auf der Brücke kann den Beschleunigungszeitverläufen entnommen werden. Darüber hinaus sind die unterschiedlichen Fußgängereigenschaften aufgrund der probabilistischen Ansätze anhand der unterschiedlichen Beschleunigungsamplituden und Überquerungszeiten zu sehen. Die Einhängeplatte wurde zusätzlich mit einer ambienten Erregung (weißes Rauschen) überlagert. Abbildung 3.24 vergleicht die Beschleunigungsamplituden während der Messungen am 24.03.2020 (Abtastrate = 1000 Hz) und die numerischen Berechnungen am Beispiel von zwei Simulationen (*S01* und *S02*) pro Fußgängerdichte. *F60s20-3m* steht für eine Fußgängerdichte von maximal 20 Fußgängern während der untersuchten Signallänge von 60 s und einem mittleren Ankunftsabstand von 3 m.

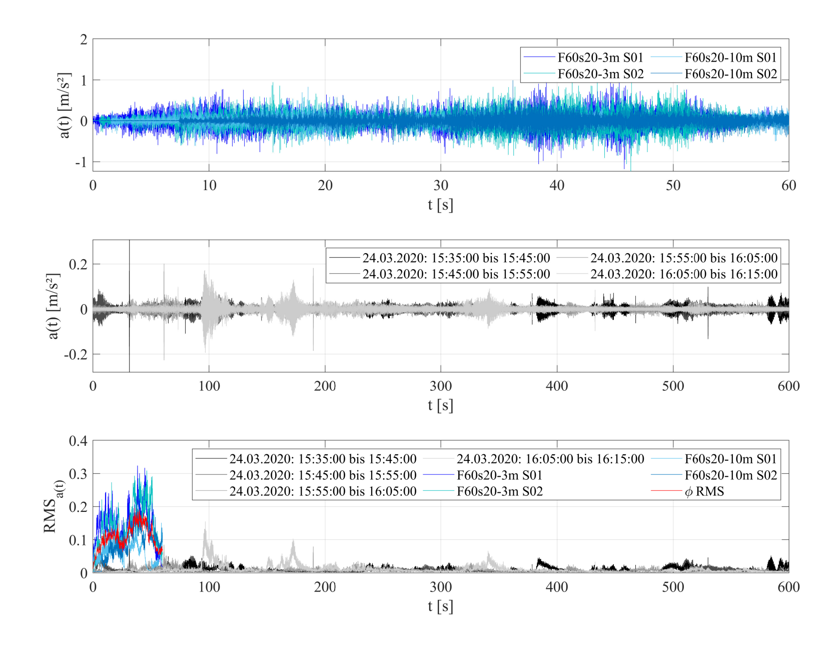


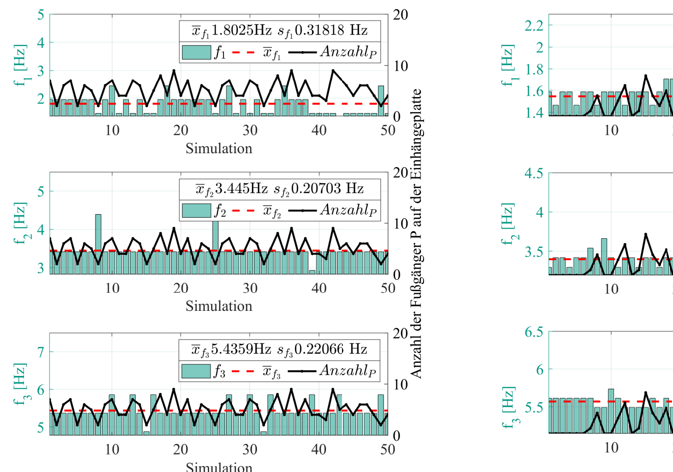
Abbildung 3.24: Vergleich der Beschleunigungsamplituden: MATLAB® Simulation (oben), In-situ-Messung am 24.03.2020 (mitte) und Vergleich der RMS-Werte der Beschleunigungszeitverläufe der MATLAB® Simulation (blau) und der Messungen am 24.03.2020 (grau) (unten) [58]

Es ist zu erkennen, dass die Beschleunigungsamplituden der Simulation mit MATLAB® höher sind als die in der Realität gemessenen. Des Weiteren ist ersichtlich, dass die Fußgängerdichte auf der Brücke in der Realität tendenziell geringer ist als im Modell. Dadurch werden die von den Fußgängern induzierten Anregungskräfte überschätzt. Eine weitere Ursache könnten abweichende Steifigkeitseigenschaften der Brückenstruktur sein, da die Materialeigenschaften

der Brücke nicht bekannt sind. Vergleicht man den RMS-Wert der Beschleunigungszeitverläufe der Messungen mit den RMS-Werten der Simulationen (s. Abbildung 3.24 unten), so wird deutlich, dass der mittlere RMS-Wert der Simulation (rote Linie) im Bereich der RMS-Werte der Messungen liegt. Voraussetzung ist, dass ein Fußgänger die Brücke passiert. Das dynamische Verhalten der simulierten Einhängeplatte spiegelt das grundlegende Verhalten der realen Einhängeplatte unter Betriebslasten wider. Die Ergebnisse der Simulationen sind als konservativ zu betrachten.

Einfluss von Fußgängerströmen

Ausgehend von den Erkenntnissen des Einflusses eines Fußgängers wurden zwei unterschiedliche Fußgängerströme simuliert. Basierend auf den probabilistischen Ansätzen für die Eigenschaften der Fußgänger werden die Ergebnisse von 50 Berechnungen pro Konfiguration ausgewertet. Die erste Konfiguration *F60s20-10m* berücksichtigt eine geringe Verkehrsdichte (mittlerer Ankunftsabstand = 10 m). Die zweite Konfiguration *F60s20-3m* berücksichtigt eine hohe Verkehrsdichte (mittlerer Ankunftsabstand = 3 m). In beiden Konfigurationen wurde eine Signallänge von 60 s mit einer Abtastrate von 1000 Hz simuliert. Die maximale Anzahl der Fußgänger, während der Signallänge von 60 s, wurde auf 20 Personen begrenzt. Um den Einfluss des Verkehrsaufkommens sowie der Signallänge zu untersuchen, wurden die modalen Parameter nach 20 %, 40 %, 60 %, 80 % und 100 % der Signallänge bestimmt. Im Folgenden wird die Standardabweichung s als ein Maß für die Streuung der Eigenfrequenzen betrachtet. Abbildung 3.25 zeigt die nach 20 % (links) und nach 100 % (rechts) der Signallänge ermittelten Eigenfrequenzen der Einhängeplatte für die 50 Berechnungen der Konfiguration *F60s20-3m*.



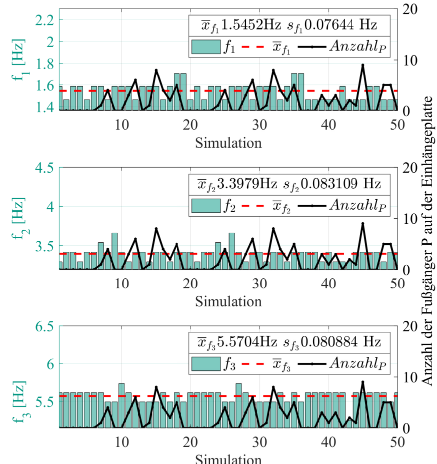


Abbildung 3.25: Streuung der geschätzten Eigenfrequenzen (FDD-Methode a(t)): zum Zeitpunkt t = 20 % *F60s20-3m* (links) und zum Zeitpunkt t = 100 % *F60s20-3m* (rechts) [58]

Das Balkendiagramm veranschaulicht die Streuungen der Eigenfrequenzen und die rot gestrichelte Linie kennzeichnet die gemittelte Eigenfrequenz aus allen 50 Simulationen. Die Anzahl der Fußgänger, die sich zum Zeitpunkt t auf der Brücke befinden (schwarze Linie), sind ebenfalls dargestellt. Nach t =20 % der Signallänge sind die Standardabweichungen der Eigenfrequenzen mehr als doppelt so groß im Vergleich zu denen bei t =100 % der Signallänge. Insbesondere die Standardabweichung der ersten ist höher als die der zweiten und dritten Eigenfrequenz. Die erhöhte Sensitivität der ersten Eigenfrequenz (f_1 =1,46 Hz) ist darauf zurückzuführen, dass sie im Bereich der Schrittfrequenzen der Fußgänger (s. Tabelle 3.1) liegt. Diese Beobachtung gilt ebenfalls für die zweite Konfiguration *F60s20-10m*. Vergleicht man die beiden Konfigurationen nach t =100 % der Signallänge (s. Abbildung 3.26), so ist die Streuung bei der Konfiguration mit geringer Fußgängerdichte (*F60s20-10m*) größer als bei hoher Dichte (*F60s20-3m*).

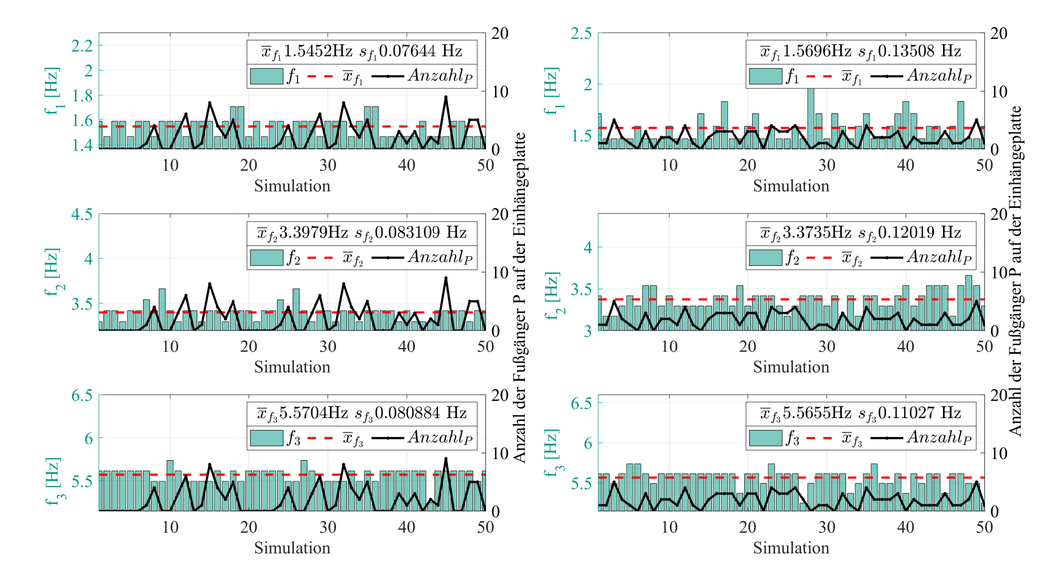


Abbildung 3.26: Streuung der geschätzten Eigenfrequenzen (FDD-Methode a(t)) zum Zeitpunkt t = 100 %: *F60s20-3m* (links) und *F60s20-10m* (rechts) [58]

Vermutlich überlagern sich die Schrittfrequenzen bei hoher Fußgängerdichte zu einer Art „breitbandigem Rauschen“. Dies ist vorteilhaft, da die Erregung zunehmend einem weißen Rauschen und damit der Grundannahme für die Anregung bei OMA-Anwendungen entspricht. Bei geringerem Verkehrsaufkommen ist diese breitbandige Erregung nicht umfassend gegeben.
Abbildung 3.27 zeigt den Streubereich der Eigenformen nach t = 20 %. Unabhängig von der Fußgängerdichte sind signifikante Streuungen ersichtlich, die eine Schadensidentifikation verhindern. Betrachtet man dagegen die Streuungen der Eigenformen nach t = 100 %, sind in Analogie zu den Eigenfrequenzen ähnliche Zusammenhänge zwischen der Fußgängerdichte und dem Streubereich der Eigenformamplituden zu sehen.

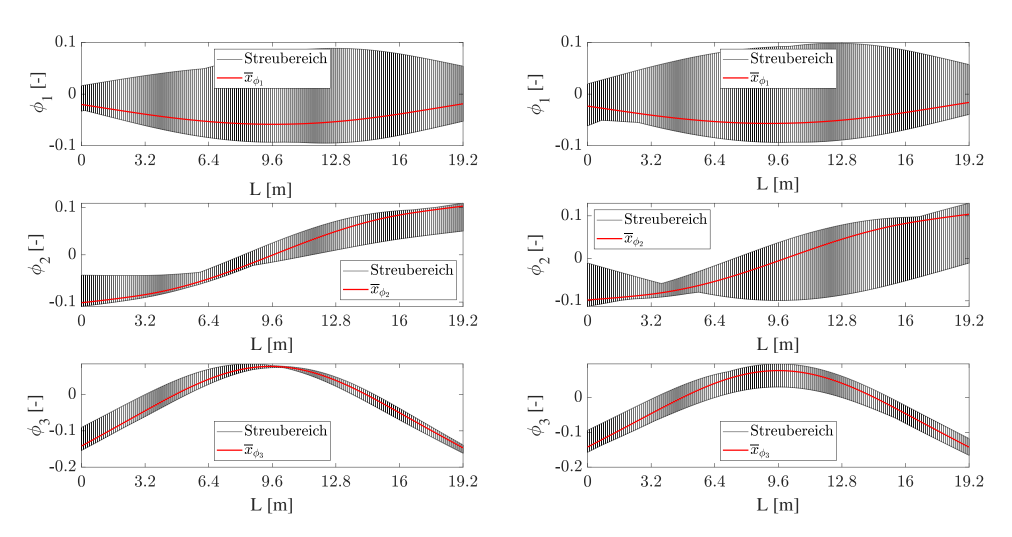


Abbildung 3.27: Streubereich der geschätzten Eigenformen (FDD-Methode a(t)) zum Zeitpunkt t = 20 % für *F60s20-3m* (links) und *F60s20-10m* (rechts) [58]

Abbildung 3.28 zeigt die Mittelwerte der Eigenformen (rote Linie) und den entsprechenden Streubereich (gestreifter Bereich) pro Konfiguration für $t = 100\,\%$. Die erhöhte Signallänge führt zu wesentlich besseren Schätzungen der Eigenformen.

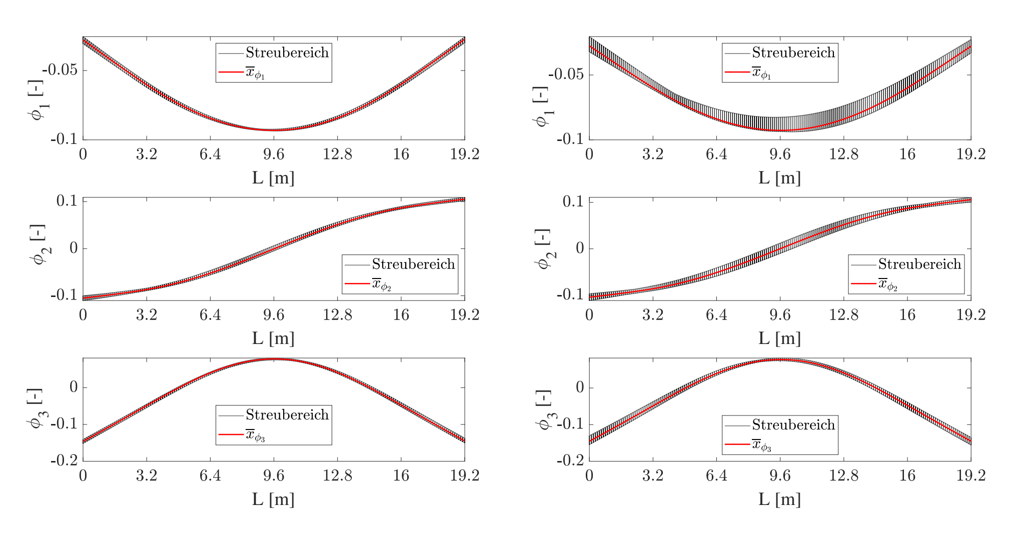


Abbildung 3.28: Streubereich der geschätzten Eigenformen (FDD-Methode a(t)) zum Zeitpunkt t = 100 % für *F60s20-3m* (links) und *F60s20-10m* (rechts) [58]

Des Weiteren führt die geringere Verkehrsdichte *F60s20-10m* zu einem größeren Streubereich der Eigenformamplituden. Da die erste Eigenfrequenz des Balkenmodells im Bereich der Schrittfrequenzen der Fußgänger liegt, weist die erste Eigenform zusätzlich einen größeren Streubereich im Vergleich zu den beiden anderen auf.
Abschließend kann festgestellt werden, dass die Signallänge entscheidend für die Qualität der geschätzten modalen Parameter ist. Darüber hinaus nimmt die Streuung dieser mit zunehmender Verkehrsdichte aufgrund der zunehmenden breitbandigen Anregung ab. Davon unabhängig unterliegen Moden im Bereich der Schrittfrequenz der Fußgänger größeren Streuungen als diejenigen außerhalb des Frequenzbereiches der Erregungsquelle. Die Betrachtung der Mittelwerte aus einer bestimmten Anzahl von Zeitfenstern (Berechnungen) ermöglicht die Streuungen aufgrund der zeitlich und räumlich variablen Massen-, Steifigkeits- und Dämpfungseigenschaften infolge der sich bewegenden Fußgänger innerhalb des betrachteten Zeitraums auszugleichen. [58]

3.4.5 Einfluss des Fußgängeraufkommens auf die Schadensidentifikation

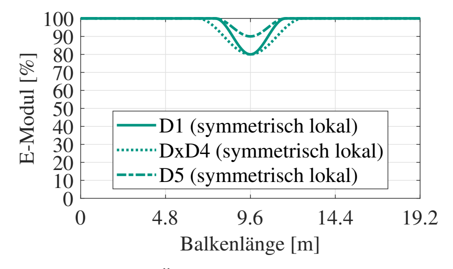
Die Zielsetzung der modalbasierten Schadensidentifikation ist die Feststellung und Lokalisierung von Bereichen mit veränderten Steifigkeitseigenschaften. Von besonderem Interesse ist die Analyse des Ausmaßes der Streuungen der modalen Parameter infolge des Fußgängerverkehrs. Es soll der Frage nachgegangen werden, inwieweit Änderungen aufgrund von Schädigungen überlagert werden können. Zusätzlich zu den zuvor vorgestellten Verkehrsdichten *F60s20-3m* und *F60s20-10m* wurde ein Ankunftsabstand von 20 m (*F60s20-20m*) für den ungeschädigten Referenzzustand *UG* berücksichtigt. Untersuchungen zur erforderlichen Stichprobengröße haben gezeigt, dass 20 Simulationen pro Szenario ausreichend sind, um die probabilistischen Ansätze für die Fußgängereigenschaften zu berücksichtigen. Jegliche Steifigkeitsänderungen werden unabhängig von ihrem Ausmaß als Schädigung betrachtet. Im Folgenden werden die Ergebnisse der Verkehrsdichte *F60s20-10m* vorgestellt, da diese zu den größten Streuungen der modalen Parameter geführt haben. Die Schätzung der modalen Parameter erfolgte mithilfe der FDD-Methode, basierend auf den Beschleunigungszeitverläufen der Einhängeplatte. Für eine automatisierte Schätzung wurde das AMT-Verfahren verwendet, s. Abschnitt 2.2.3. Als Eingangswerte für die Schätzung der Eigenfrequenzen mit dem AMT-Verfahren wurden die Ergebnisse der numerischen Modalanalyse des reinen Balkenmodells der Einhängeplatte, ohne Berücksichtigung des Fußgängerverkehrs, gewählt. Die maximale zulässige Abweichung von der Referenzfrequenz wurde auf 10 % begrenzt. Zusätzlich darf ein MAC-Grenzwert von $0,8$ nicht unterschritten werden, sodass die Schätzung derselben physikalischen Mode sichergestellt ist. Tabelle 3.3 gibt einen Überblick über die untersuchten Schadensszenarien und die entsprechenden Parameter der Schadensfunktion gemäß Abschnitt 3.1.1. *UG* ist der ungeschädigte Referenzzustand. Die Schadensbilder $D1$, $D2$ und $D5$ stellen symmetrische Steifigkeitsreduktionen, ausgehend von der Feldmitte des Balkens, dar. Sie unterscheiden sich hinsichtlich der minimal verbleibenden Steifigkeit α und der räumlichen Ausdehnung des geschädigten Bereiches (β_1 und β_2). Der Schaden $D3$ repräsentiert eine asymmetrische Reduzierung des E-Moduls über eine Länge von 12 m. Die Schadensbilder $D4$ und $DxD4$ simulieren eine

reduzierte Federsteifigkeit am rechten Auflager des Balkens. $DxD4$ berücksichtigt zusätzlich eine symmetrische Schädigung in Feldmitte. Eine lokal stark begrenzte Steifigkeitsreduktion in der Nähe der Lagerung (Bereich kleiner Krümmungen) stellt das Schadensbild $D6$ dar. Die Schadensbilder $D7$ und $D8$ sind weitere Schadensbilder aufgrund veränderter Federsteifigkeiten an den Auflagerpunkten des Balkens.

Tabelle 3.3: Übersicht der untersuchten Schadensszenarien

Szenario	α	β_1	β_2	n_1	n_2	γ	k_{links} $[kN/m]$	k_{rechts} $[kN/m]$
UG	$1,0$	–	–	–	–	–	6000	6000
$D1$	$0,8$	20	20	1	1	$0,5 \cdot L$	6000	6000
$D2$	$0,9$	80	80	2	2	$0,5 \cdot L$	6000	6000
$D3$	$0,9$	40	80	2	2	$0,25 \cdot L$	6000	6000
$D4$	$1,0$	–	–	–	–	–	6000	5000
$DxD4$	$0,8$	30	30	1	1	$0,5 \cdot L$	6000	5000
$D5$	$0,9$	20	20	1	1	$0,5 \cdot L$	6000	6000
$D6$	$0,8$	5	5	1	1	$0,1 \cdot L$	6000	6000
$D7$	$1,0$	–	–	–	–	–	4500	5000
$D8$	$1,0$	–	–	–	–	–	7000	7000

Abbildung 3.29 zeigt die Steifigkeitsverläufe der sechs Schadensszenarien, die die Steifigkeit des Balkens beeinflussen. Diese wurden in vier Kategorien gegliedert: (1) symmetrisch lokal (*D1*, *DxD4*, *D5*), (2) symmetrisch global (*D2*), (3) asymmetrisch lokal (*D6*) und (4) asymmetrisch global (*D3*). Im Folgenden werden die Ergebnisse unter Berücksichtigung des Verkehrsaufkommens für $t = 100\,\%$ der Signallänge vorgestellt. Im Falle einer nicht erfolgreichen Schadenslokalisierung aufgrund des Verkehrsaufkommens, werden zusätzlich die Ergebnisse ohne Berücksichtigung der Betriebslasten aufgezeigt. In allen anderen Fällen sind die Ergebnisse der Schadensidentifikationsverfahren unabhängig von der Berücksichtigung des Verkehrsaufkommens.



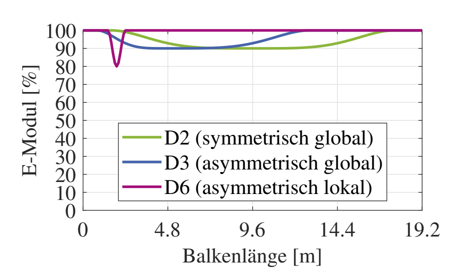


Abbildung 3.29: Überblick der Steifigkeitsverteilung der untersuchten Schadensszenarien: symmetrisch globale Schadensszenarien (links) und symmetrisch lokale, asymmetrisch lokale und globale Schadensszenarien (rechts)

Einfluss der Schädigung auf die Eigenfrequenzen des Balkens

Tabelle 3.4 zeigt die Entwicklung, der aus den 20 Simulationen pro Szenario gemittelten Eigenfrequenzen in Abhängigkeit des Schadensszenarios. Die Werte in schwarzer Schrift sind die geschätzten Eigenfrequenzen unter Berücksichtigung des Fußgängerverkehrs. In Grau sind die Ergebnisse der numerischen Modalanalyse des reinen Balkenmodells ohne Berücksichtigung des Fußgängerverkehrs dargestellt.

Tabelle 3.4: *F60s20-10m*: Entwicklung der Mittelwerte der Eigenfrequenzen in Abhängigkeit des Schadensszenarios und des Fußgängerverkehrs

Szenario	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	f_3 [Hz]	Δf_1 [%]	Δf_2 [%]	Δf_3 [%]
$UG_{F60s20-3m}$	1,556 1,465	3,424 3,376	5,608 5,558	+4,38 –	+1,45 –	-1,18 –
$UG_{F60s20-10m}$	1,491 1,465	3,375 3,376	5,675 5,558	– –	– –	– –
$UG_{F60s20-20m}$	1,516 1,465	3,430 3,376	5,681 5,558	+1,66 –	+1,63 –	+0,11 –
$D1$	1,502 1,443	3,405 3,375	5,511 5,478	+0,76 -1,47	+0,90 -0,01	-2,90 -1,44
$D2$	1,455 1,423	3,356 3,360	5,517 5,446	-2,39 -2,83	-0,54 -0,46	-2,79 -2,01
$D3$	1,455 1,437	3,356 3,364	5,547 5,486	-2,39 -1,88	-0,54 -0,36	-2,26 -1,30
$D4$	1,456 1,437	3,283 3,241	5,486 5,425	-2,34 -1,89	-2,71 -3,98	-3,33 -2,40
$DxD4$	1,465 1,408	3,265 3,239	5,346 5,311	-1,76 -3,90	-3,26 -4,03	-5,81 -4,45
$D5$	1,502 1,455	3,430 3,375	5,608 5,520	+0,76 -0,67	+1,63 -0,006	-1,18 -0,68
$D6$	1,501 1,466	3,369 3,375	5,663 5,558	+0,65 +0,05	-0,18 -0,02	-0,21 -0,002
$D7$	1,455 1,395	3,082 3,045	5,254 5,209	-2,39 -4,77	-8,68 -9,80	-7,42 -6,28
$D8$	1,526 1,506	3,607 3,604	5,956 5,823	+2,33 +2,81	+6,87 +6,87	+4,95 +4,76

Der Einfluss der Betriebslasten auf die geschätzten Eigenfrequenzen kann anhand der prozentualen Änderungen der ersten drei Eigenfrequenzen des ungeschädigten Referenzzustandes

UG, unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Verkehrsdichten, aufgezeigt werden. Das hohe Fußgängeraufkommen bei $UG_{F60s20-3m}$ führt zu einer Zunahme der ersten Eigenfrequenz von +4,38 % bzw. zu einer Abnahme der dritten Eigenfrequenz von -1,18 %. Dies übersteigt unter Umständen Frequenzänderungen infolge einer Schädigung. Die prozentualen Änderungen der Eigenfrequenzen der numerischen Modalanalyse (reines Balkenmodell) stehen dagegen in klarem Zusammenhang mit dem jeweiligen Schadensbild. Lokale symmetrische Schäden ausgehend von der Feldmitte ($D1$ und $D5$) führen insbesondere zu einer Abnahme der ersten und dritten Eigenfrequenz. Die zweite Eigenfrequenz reagiert aufgrund des Schwingungsknotens in Feldmitte weniger sensitiv. Weitet sich diese Schädigung aus, kommt es ebenfalls zu einer Abnahme der zweiten Eigenfrequenz ($D2$). Handelt es sich dagegen um eine nicht symmetrische Schädigung ($D3$, $D4$, $DxD4$ und $D7$), weist die zweite Eigenfrequenz eine deutliche Abnahme auf. Betrachtet man dagegen die Ergebnisse unter Berücksichtigung des Fußgängerverkehrs, sind keine klaren Zusammenhänge zwischen dem Schadensbild und den prozentualen Änderungen der Eigenfrequenzen ersichtlich. Geringe Reduzierungen der Steifigkeit ($D5$ und $D6$) werden teilweise von den Betriebslasten überdeckt und es kommt trotz der reduzierten Steifigkeit zu einer Zunahme der Eigenfrequenzen von beispielsweise + 0,76 % der ersten Eigenfrequenz bei $D1$ und $D5$. Lediglich die Ergebnisse des Schadensszenarios $D8$ sind vergleichbar mit denen der numerischen Modalanalyse.

Einfluss der Schädigung auf die Eigenformen des Balkens

In Abschnitt 3.4.1 wurde bereits gezeigt, dass eine Schädigung im Feldbereich zu sehr kleinen Amplitudenänderungen der Eigenformen führt und diese daher nicht als zuverlässiges Schadensidentifikationsverfahren herangezogen werden können. Liegt jedoch eine Schädigung an den Auflagern der Struktur vor, kann diese über die Amplitudenänderungen der ersten Eigenform identifiziert werden. Abbildung 3.30 stellt die geschätzte erste Eigenform des UG denen des geschädigten Zustandes der Szenarien $D4$, $DxD4$, $D7$ und $D8$ gegenüber. Eine Abnahme der Federsteifigkeit des Auflagers führt aufgrund der reduzierten Steifigkeit zu einer Zunahme der Amplitude der Eigenform an dieser Stelle. Die einseitige Reduzierung der Federsteifigkeit im Szenario $D4$ am rechten Auflager ist durch die Zunahme der Eigenformamplitude an dieser Stelle ersichtlich, s. Abbildung 3.30 links oben. Bei einer zusätzlichen Steifigkeitsreduktion in Feldmitte ($DxD4$) ist ebenfalls eine Zunahme der Amplitude am geschädigten rechten Auflager zu beobachten, s. Abbildung 3.30 rechts oben. Gleichzeitig ist eine Amplitudenabnahme am ungeschädigten linken Auflager bei beiden Schadensszenarien ($D4$ und $DxD4$) zu sehen. Die beidseitige Steifigkeitsreduktion der Federlagerungen ($D7$) sind aufgrund der Zunahme der Amplituden zu erkennen. Die stärkere Steifigkeitsreduktion der linken Federlagerung ist aufgrund der größeren Amplitude im Vergleich zur rechten Lagerung detektierbar. Die erhöhten Federsteifigkeiten im Szenario $D8$ führen dagegen zu einer Abnahme der Amplituden an den Auflagerpunkten.

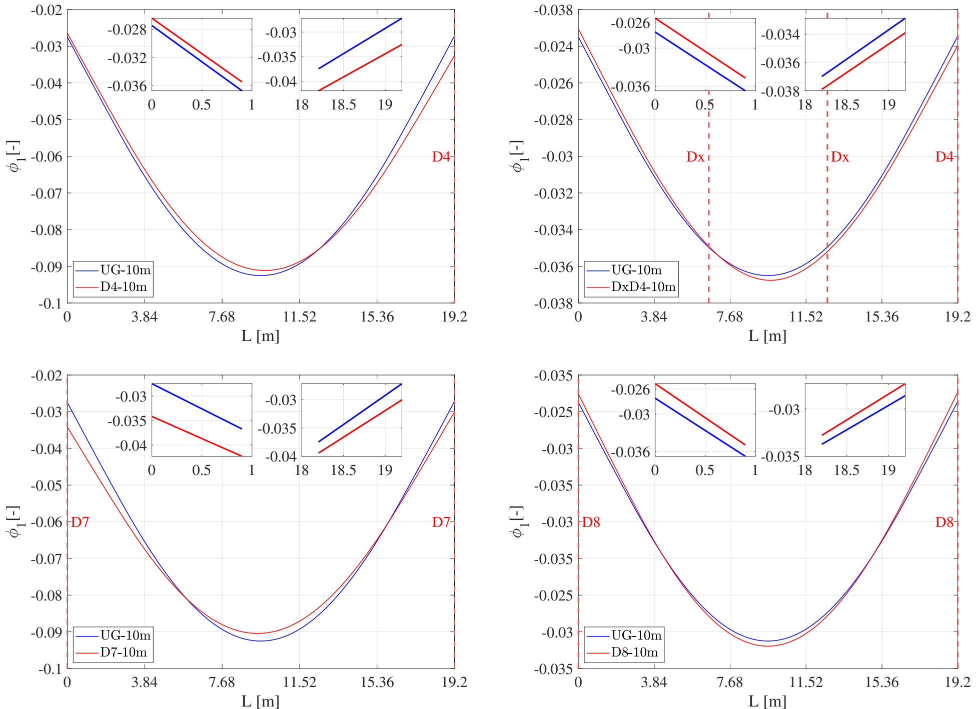


Abbildung 3.30: Vergleich der ersten Eigenform (*F60s20-10m*): *UG* ↔ *D4* (links oben), *UG* ↔ *DxD4* (rechts oben), *UG* ↔ *D7* (links unten) und *UG* ↔ *D8* (rechts unten)

Aufgrund der Federlagerung der Einhängeplatte sind die Amplituden an den Auflagerpunkten von Null verschieden. Für solch federgelagerte Systeme bietet sich eine Nulllinienanpassung der Eigenformen aus den folgenden Gründen an:

1) Die Schadenslokalisierung mittels CWT erfordert eine asymmetrische Erweiterung der Modenformen, um den Randeffekt zu vermeiden [116]. Hierfür müssen die Amplituden an den Stützstellen Null sein.

2) Als weitere Methode zur Schadenslokalisierung werden die Krümmungen der Eigenformen verwendet. Diese werden mithilfe des *Mixed Approachs (v2)* [73] berechnet. Die in der Realität unbekannten Federsteifigkeiten der Auflagerkonsolen führen zu undefinierten Randbedingungen, sodass der *Mixed Approach (v2)* nicht angewendet werden könnte. Die Nulllinienanpassung der Eigenformen erlaubt die Transformation der Federlagerung mit unbekannten Steifigkeiten in einen gelenkig gelagerten Balken (s. Abbildung 3.31 links) mit bekannten Randbedingungen. Auf diese Weise können die Krümmungen der Eigenformen mit dem *Mixed Approach (v2)* berechnet werden.

3) Aufgrund der Amplitudenverhältnisse, zwischen dem Auflager und den Schwingungsbäuchen der zweiten Eigenform, sind Amplitudenänderungen ohne eine Nulllinienanpassung nicht ersichtlich, s. Abbildung 3.31 rechts.

Die Auflagerpunkte werden durch eine Gerade verbunden, welche die neue Nulllinie darstellt. Die Amplitudenwerte werden durch den senkrechten Abstand der Amplitude der Eigenform zur neuen Nulllinie bestimmt. Abbildung 3.31 links zeigt das numerische Modell der Einhängeplatte einschließlich der Transformation der Randbedingungen aufgrund der Nulllinienanpassung. Der Vergleich der zweiten Eigenform mit der nulllinienangepassten Eigenform ist in Abbildung 3.31 rechts dargestellt. Die Schwingungsbäuche der zweiten Eigenform werden aufgrund der geänderten Amplitudenverhältnisse sichtbar. Die Veränderung der lokalen Extremstellen und Nulldurchgänge, der nulllinienangepassten Eigenformen, eignen sich ebenfalls zur Schadensidentifikation.

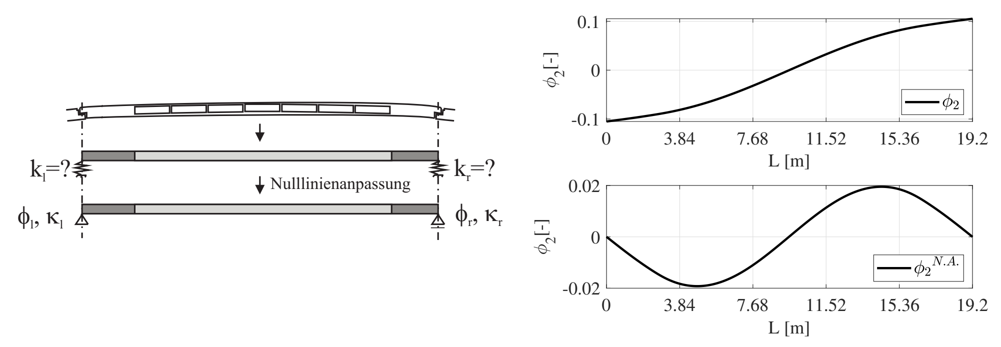


Abbildung 3.31: Modellansatz für die Transformation der Randbedingungen aufgrund der Nulllinienanpassung (*N.A.*) (links) sowie Vergleich der zweiten Eigenform ohne (rechts oben) und mit der nulllinienangepassten zweiten Eigenform (rechts unten) [58]

Abbildung 3.32 zeigt die nulllinienangepassten Eigenformen für die Szenarien $D3$ und $D4$. Die asymmetrische Steifigkeitsreduktion des Szenarios $D3$ führt zu einer Zunahme der Amplitude der zweiten Eigenform im geschädigten Bereich. Dieser erstreckt sich vornehmlich im Bereich des linken Schwingungsbauches der zweiten Eigenform. Die maximalen Schwingungsamplituden der ersten und dritten Eigenformen verschieben sich in Richtung des Bereiches der reduzierten Steifigkeit. Eine reduzierte Federsteifigkeit des rechten Auflagers ($D4$) führt bei der ersten und dritten Eigenform ebenfalls zu einer Verschiebung der lokalen Extremstellen in Richtung der reduzierten Steifigkeit. Diese beiden Schadensszenarien, $D3$ und $D4$, können anhand der nulllinienangepassten zweiten Eigenform unterschieden werden. Eine Schädigung am Auflager führt im Gegensatz zum Szenario $D3$ zu einer unvollständigen Ausbildung des Schwingungsbauches der zweiten Eigenform, angrenzend an das geschädigte Auflager. Die nulllinienangepassten Eigenformverläufe der restlichen Szenarien findet der interessierte Leser im Anhang in Abschnitt A.6 Abbildungen A.5 bis A.7.

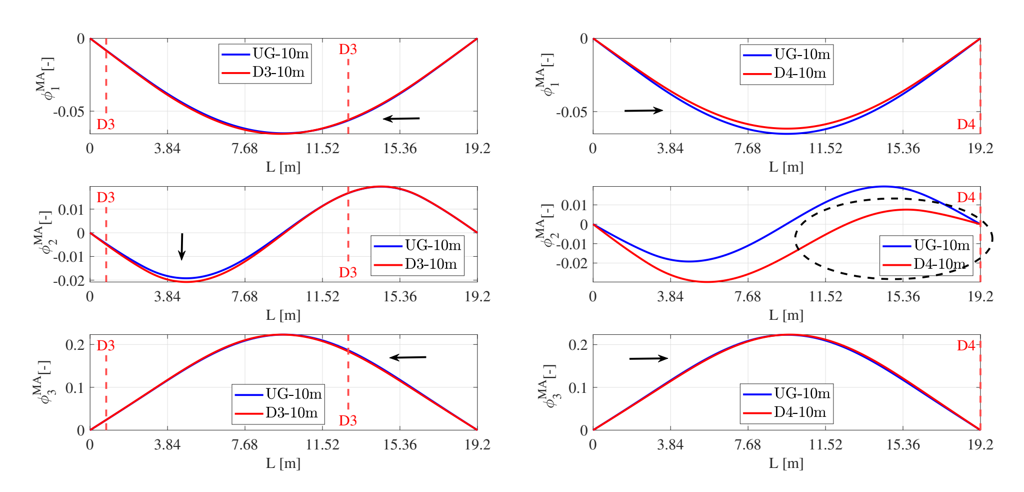


Abbildung 3.32: Vergleich der nulllinienangepassten Eigenformen (*F60s20-10m*): *UG* ↔ *D3* (links) und *UG* ↔ *D4* (rechts)

Einfluss der Schädigung auf die Krümmungen der Eigenformen des Balkens

Die Krümmungen der Eigenformen ermöglichen die Lokalisierung von Bereichen mit veränderten Steifigkeiten. Abbildung 3.33 zeigt den Vergleich der Krümmungen der Eigenformen für die Schadensszenarien $D1$ und $D3$.

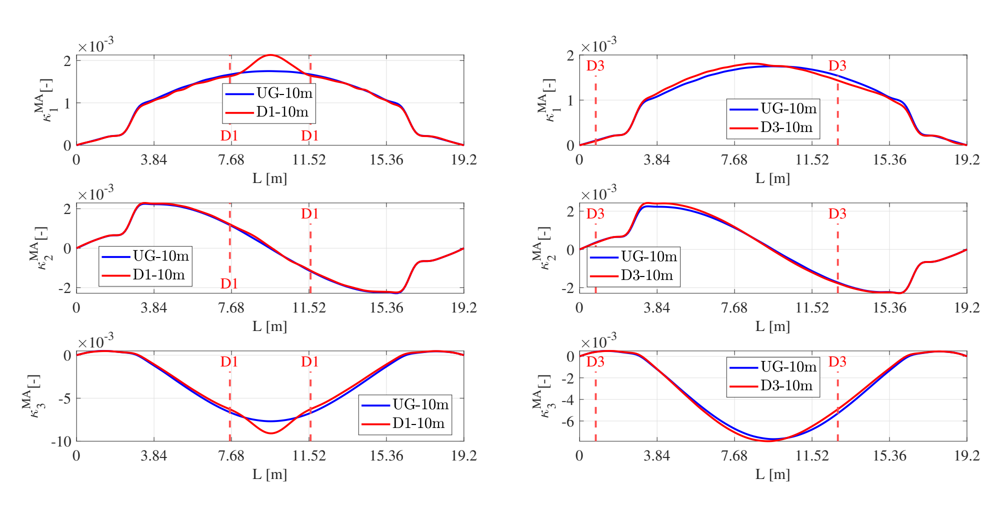


Abbildung 3.33: Vergleich der Krümmungen der nulllinienangepassten Eigenformen (*F60s20-10m*): *UG* ↔ *D1* (links) und *UG* ↔ *D3* (rechts)

Diese wurden mithilfe des *Mixed Approachs (v2)* [73] für die nulllinienangepassten Eigenformen berechnet. Die Penalty-Faktoren für die Glättung α und β wurden mit einem Wert von 1000 angenommen, s. Gleichung 2.15. Die symmetrische lokale Schädigung $D1$ ausgehend von der Feldmitte ist deutlich sichtbar, dank der Zunahme der Krümmungen der ersten und dritten nulllinienangepassten Eigenformen. Es bilden sich neue Wendepunkte am Übergang vom ungeschädigten zum geschädigten Bereich aus. Die Krümmung der zweiten Eigenform weist nahezu keine Amplitudenänderungen auf, da sich die Schädigung im Bereich des Schwingungsknotens der zweiten Eigenform befindet. Die Krümmungen aller drei Eigenformen verbleiben symmetrisch in Bezug zur Feldmitte des Balkens. Der asymmetrisch räumlich ausgedehnte Schaden $D3$ führt dagegen zu asymmetrischen Krümmungsamplituden trotz dem symmetrischen statischen System. Die lokalen Extremstellen der Krümmungen der ersten und dritten Eigenformen verschieben sich in Richtung des geschädigten Bereiches. Die Amplituden der Krümmungen der zweiten Eigenformen nehmen im Bereich der Schädigung aufgrund der reduzierten Steifigkeit zu.
Der Einfluss einer reduzierten Federsteifigkeit am Auflager kann ebenfalls anhand der Krümmungen der Eigenformen nachvollzogen werden. Abbildung 3.34 zeigt die Ergebnisse der Szenarien $D4$ und $DxD4$. Die reduzierte Steifigkeit der rechten Lagerung führt zu einer Abnahme der Amplituden der Krümmungen der zweiten Eigenform im Bereich des Schwingungsbauches, angrenzend an die Schädigung. Die Amplituden der Krümmungen der dritten Eigenform lassen eine leichte Verschiebung des lokalen Maximums in Richtung der Schädigung vermuten, jedoch sind diese minimal. Die Amplitudenänderungen der Krümmungen der ersten Eigenform im Szenario $D4$ würden dagegen viel mehr auf eine räumlich ausgedehnte symmetrische Schädigung, ausgehend von der Feldmitte, hindeuten.

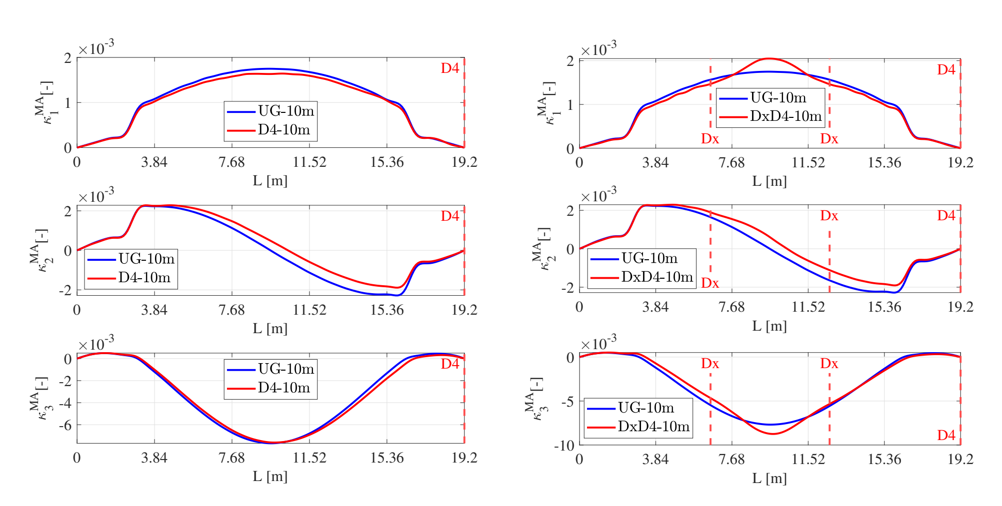


Abbildung 3.34: Vergleich der Krümmungen der nulllinienangepassten Eigenformen (*F60s20-10m*): *UG* ↔ *D4* (links) und *UG* ↔ *DxD4* (rechts)

Dies kann mithilfe der CWT ausgeschlossen werden, s. nächsten Unterabschnitt und Abbildung 3.37 rechts. Die Krümmungen des Schadensszenarios $DxD4$ belegen, dass unterschiedliche

Schadensbilder identifiziert und voneinander abgegrenzt werden können. $DxD4$ vereint die zuvor erläuterten Änderungen infolge der lokalen Schädigung Dx (ist vergleichbar mit $D1$) und der reduzierten Steifigkeit des rechten Auflagers $D4$. Die lokale Schädigung Dx führt zu einer lokalen starken Amplitudenzunahme der Krümmung der ersten und dritten Eigenform im geschädigten Bereich. Die reduzierte Steifigkeit der rechten Lagerung ($D4$) führt dagegen zu einer Abnahme der Krümmung der zweiten Eigenform im Schwingungsbauch, der an das geschädigte Auflager angrenzt. Aufgrund der geringen Krümmungsänderungen ist die Lokalisierung von Schäden in der Nähe der Auflager, durch Zuhilfenahme der Krümmungen der Eigenformen, nahezu nicht möglich. Das Schadensszenario $D6$ in Abbildung 3.35 links kann lediglich mithilfe der Krümmungen der ersten und zweiten Eigenform erahnt werden. Eine zusätzliche Herausforderung ist der angrenzende sprunghafte Anstieg der Krümmungen aufgrund des reduzierten Querschnitts A_h (s. Abbildung 3.22) der Einhängeplatte. Die Steifigkeitszunahme der Federlagerungen im Szenario $D8$ (s. Abbildung 3.35) können in Analogie zum Szenario $D4$ ebenfalls anhand der Krümmungen der zweiten Eigenform nachvollzogen werden. Aufgrund der erhöhten Steifigkeit der Federlagerung kommt es zu einer Amplitudenzunahme im Bereich der Schwingungsbäuche der Krümmungen der zweiten Eigenform.

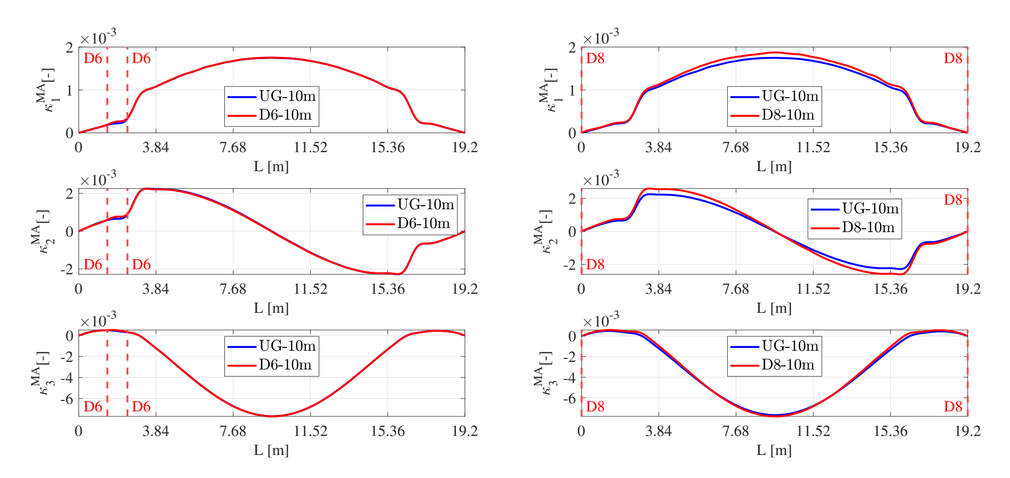


Abbildung 3.35: Vergleich der Krümmungen der nulllinienangepassten Eigenformen (*F60s20-10m*): *UG* ↔ *D6* (links) und *UG* ↔ *D8* (rechts)

Schadenslokalisierung basierend auf der CWT

Eine Schadenslokalisierung mithilfe der auf der CWT basierenden Methode (s. Abschnitt 2.2.1) ist im Besonderen bei lokalen Schadensszenarien sehr vielversprechend. Darüber hinaus ermöglicht diese Methode eine Lokalisierung von Schäden in Auflagernähe. Abbildung 3.36 zeigt die Ergebnisse für die Szenarien $D1$ und $D2$. Die hohen CWT-Koeffizienten über alle Skalen hinweg (gelber Farbbereich) zeigen den geschädigten Bereich an.

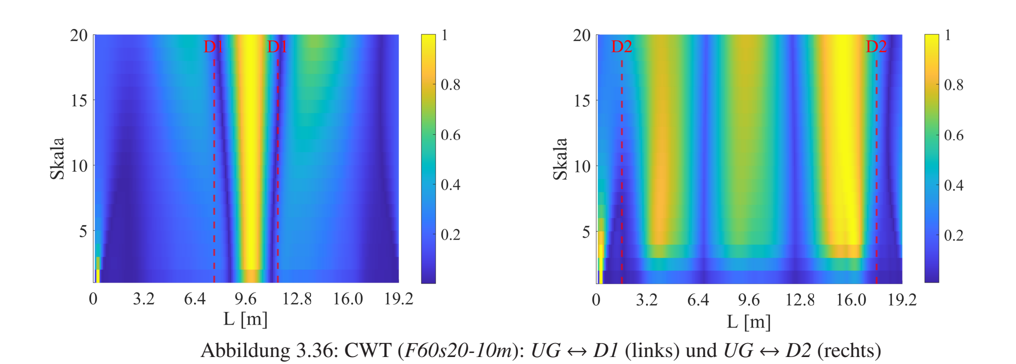


Abbildung 3.36: CWT (*F60s20-10m*): *UG* ↔ *D1* (links) und *UG* ↔ *D2* (rechts)

Die räumliche Ausdehnung der beiden Szenarien $D1$ und $D2$ können eindeutig unterschieden werden. Die Lokalisierung des asymmetrischen Schadensszenarios $D3$ ist nicht eindeutig möglich, da die CWT-Koeffizienten nicht über alle Skalen hinweg nahezu Eins (gelber Farbbereich) sind, s. Abbildung 3.37 links. Des Weiteren sind die Koeffizienten rechts von dem geschädigten Bereich deutlich erhöht. Dies ist auf die Amplitudendifferenzen der Eigenformen bzw. deren Krümmungen zwischen dem UG und $D3$ infolge der Verschiebungen des lokalen Maximums in Richtung des geschädigten Bereiches zurückzuführen, s. Abbildung 3.32 links und Abbildung 3.33 rechts. Die Koeffizienten der CWT an den Endauflagern sind standardmäßig aufgrund des nicht ganz vermeidbaren Randeffektes erhöht, sodass Schädigungen an Endauflagern nicht lokalisiert werden können. Jedoch kann mithilfe der CWT eine zusätzliche Schädigung entlang der Balkenlängsachse bei Szenario $D4$ eindeutig ausgeschlossen werden, s. Abbildung 3.37 rechts. Besonders der Vergleich zwischen den Szenarien $D4$ (s. Abbildung 3.37 rechts) und $DxD4$ (s. Abbildung 3.38 links) zeigt, dass die zusätzliche Schädigung in Feldmitte Dx zu erhöhten Koeffizienten in diesem Bereich führt.

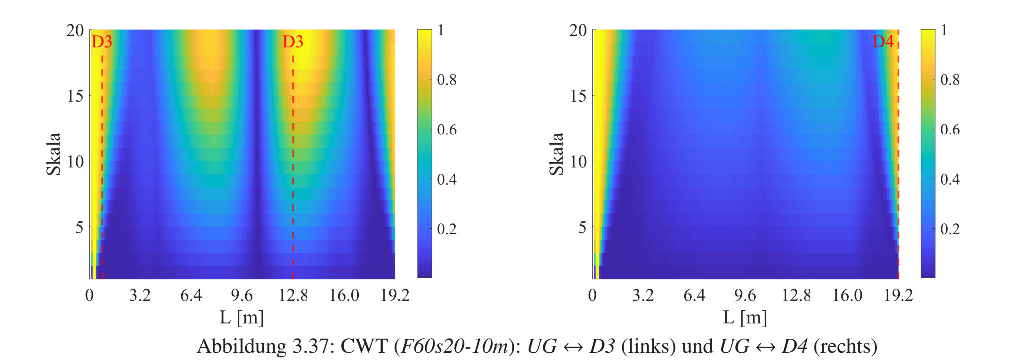


Abbildung 3.37: CWT (*F60s20-10m*): *UG* ↔ *D3* (links) und *UG* ↔ *D4* (rechts)

Eine eindeutige Lokalisierung ist ohne Berücksichtigung der Krümmungen der Eigenformen aufgrund der Auswirkungen des Fußgängerverkehrs nicht möglich. Wenn die Koeffizienten nicht über nahezu den gesamten Skalenbereich erhöht sind, besteht die Gefahr, dass die erhöhten Koeffizienten nicht auf Steifigkeitsänderungen der Struktur zurückzuführen sind, sondern

auf andere Einflussfaktoren. Daher ist eine ganzheitliche Betrachtung aller Schadensidentifikationsverfahren besonders wichtig, um fehlerhafte Diagnosen möglichst ausschließen zu können. Abbildung 3.38 rechts dagegen untermauert die Eignung der CWT zur Lokalisierung von lokalen stark begrenzten Schäden in Auflagernähe. Das Schadensszenario $D6$ konnte bisher mit keiner anderen Methode identifiziert bzw. lokalisiert werden. Die erhöhten Koeffizienten (≈ 1, gelber Farbbereich) der CWT zeigen dagegen den geschädigten Bereich eindeutig an.

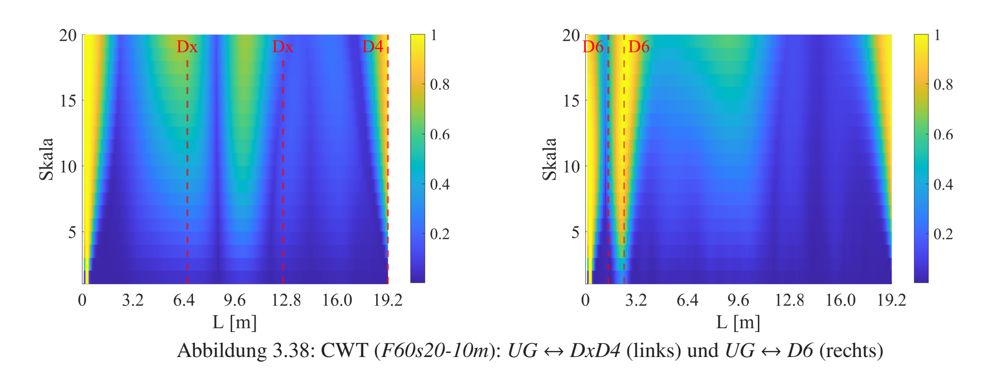


Abbildung 3.38: CWT (*F60s20-10m*): *UG* ↔ *DxD4* (links) und *UG* ↔ *D6* (rechts)

Schadenslokalisierung mithilfe der Nachgiebigkeitsmatrix

Die Schadenslokalisierung basierend auf der Änderung der Nachgiebigkeitsmatrix ist eine der bekanntesten Methoden. Abbildung 3.39 oben vergleicht die Differenz der Nachgiebigkeitsmatrix zwischen dem Szenario $UG_{F60s20-3m}$ $(UG-3m)$ und $UG_{F60s20-10m}$ $(UG-10m)$. Beide Szenarien stellen den ungeschädigten Zustand des Balkens dar und unterscheiden sich lediglich anhand des Fußgängeraufkommens. In Abbildung 3.39 links ist die Differenz der Nachgiebigkeitsmatrix ohne Berücksichtigung des Fußgängerverkehrs dargestellt. Wie erwartet gibt es keine Änderungen in den Einträgen der Nachgiebigkeitsmatrix. In Abbildung 3.39 rechts ist dagegen das Ergebnis unter Berücksichtigung des Fußgängeraufkommens dargestellt. Obwohl es keine strukturellen Steifigkeitsunterschiede zwischen den beiden Szenarien $UG-3m$ und $UG-10m$ gibt, sind Abweichungen in der Feldmitte ersichtlich. Problematisch ist, dass die Nachgiebigkeitsmatrix basierend auf den massennormierten Eigenformen berechnet wird. Der unbekannte Masseneintrag der Fußgänger kann hierbei nicht berücksichtigt werden, sodass es zu einer fehlerhaften Massennormierung kommt. Das Ergebnis für das Szenario $D1-10m$ ohne Berücksichtigung des Fußgängerverkehrs ist in Abbildung 3.39 links (zweites von oben) zu sehen. Die zentrische Schädigung in Feldmitte ist anhand der Differenz der Nachgiebigkeitsmatrix zwischen dem Szenario $UG-10m$ und $D1-10m$ deutlich erkennbar. Dies ähnelt jedoch der Differenz zwischen den beiden ungeschädigten Zuständen unter Berücksichtigung des Fußgängerverkehrs, s. Abbildung 3.39 rechts oben. Das Ergebnis für das Szenario $D1-10m$ unter Berücksichtigung des Fußgängerverkehrs ist in Abbildung 3.39 rechts zweite Reihe von oben zu sehen. Hier deutet die Differenz der Nachgiebigkeitsmatrix auf eine asymmetrische Schädigung in der rechten Balkenhälfte hin.

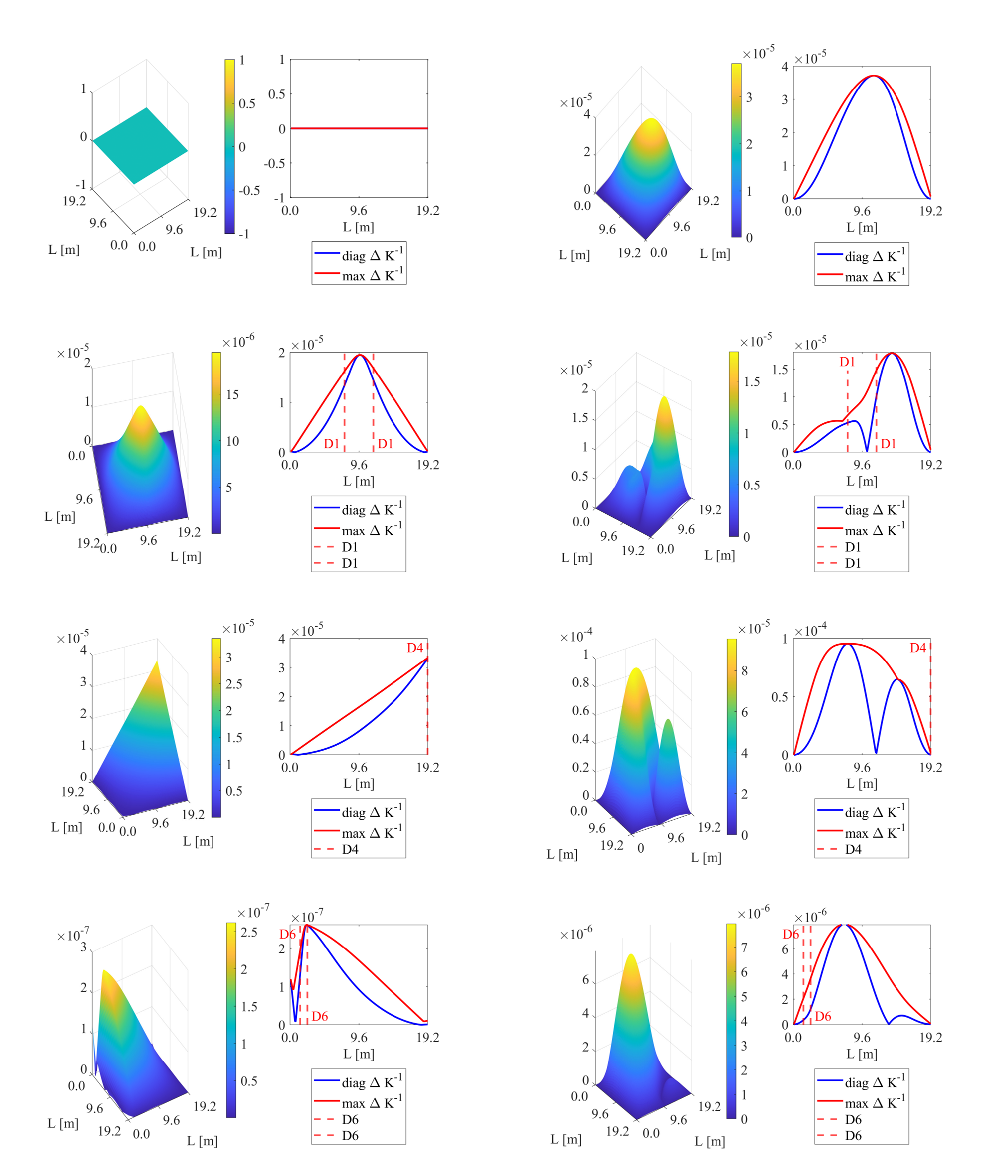


Abbildung 3.39: Vergleich der Differenz der Nachgiebigkeitsmatrizen ohne (links) und mit (rechts) Berücksichtigung des Fußgängerverkehrs: *UG-3m* ↔ *UG-10m*, *UG-10m* ↔ *D1-10m*, *UG-10m* ↔ *D4-10m* und *UG-10m* ↔ *D6-10m* (von oben nach unten)

Auch die Ergebnisse für die Szenarien $D4 - 10m$ (Abbildung 3.39 zweite Reihe von unten) und $D6 - 10m$ (Abbildung 3.39 unten) zeigen, dass die Differenz der Nachgiebigkeitsmatrix ohne (links) Berücksichtigung des Fußgängerverkehrs für eine Schadenslokalisierung geeignet ist. Die durch den Fußgängerverkehr hervorgerufenen Streuungen der modalen Parameter sowie die damit einhergehende fehlerhafte Massennormierung führen jedoch dazu, dass die unterschiedlichen Schadensszenarien nicht mehr lokalisiert werden können, s. Abbildung 3.39 rechts. Vielmehr verleitet die Differenz der Nachgiebigkeitsmatrix zu fehlerhaften Diagnosen.

Schadenslokalisierung mithilfe der Schadensindex-Methode

Als letztes Schadensidentifikationsverfahren wird die Schadensindex-Methode (SIM) untersucht. Diese eignet sich ausschließlich zur Lokalisierung von lokalen Bereichen mit reduzierter Steifigkeit. Räumlich ausgedehnte geschädigte Bereiche sowie Schäden an Auflagern der Struktur können mit dieser Methode nicht zuverlässig lokalisiert werden. Ein weiterer Nachteil dieser Methode ist, dass die Schadensgrenze vom Anwender definiert werden muss. Im Folgenden werden zwei Grenzen bei $Z_s > 1,5$ und $Z_s > 2,0$ analog zu Haag [46] und Stubbs et al. [120] festgelegt. Darüber hinaus werden nicht nur die aus den Krümmungen der ersten drei Eigenformen superponierten Schadensindizes Z_s berücksichtigt, sondern auch getrennt nach der jeweiligen Mode i die Ergebnisse $Z_{s,i}$ untersucht. Abbildung 3.40 links zeigt die Ergebnisse für die drei Szenarien $D1$, $D3$ und $D6$ unter Berücksichtigung des Fußgängeraufkommens.
Die beiden lokalen Schäden $D1$ und $D6$ können unter Beachtung des superponierten Schadensindizes Z_s zuverlässig lokalisiert werden, s. Abbildung 3.40 links oben und unten. Jedoch kann die räumliche Ausdehnung entlang der Balkenachse, der Schädigung $D1$, nicht vollständig nachvollzogen werden. Die Schädigung würde in diesem Fall lediglich über eine Länge von 1,4 m anstatt 4,0 m lokalisiert werden. Betrachtet man die Ergebnisse für das Szenario $D3$ in Abbildung 3.40 (mitte rechts) wird diese Problematik deutlich sichtbar. Die räumlich ausgedehnte Schädigung kann durch die superponierten Schadensindizes nicht lokalisiert werden. Die Schadensindizes verbleiben leicht unter der ersten Schadensgrenze von $1,5$. Lediglich die Schadensindizes basierend auf den Krümmungen der zweiten $Z_{s,2}$ und dritten $Z_{s,3}$ Eigenform übersteigen die zweite Schadensgrenze $(2,0)$ innerhalb des geschädigten Bereiches. Die räumliche Ausdehnung kann hier jedoch ebenfalls nicht nachvollzogen werden. Auch ohne Berücksichtigung des Fußgängerverkehrs sind keine besseren Ergebnisse zu erzielen, s. Abbildung 3.40 rechts. Die räumliche Ausdehnung des Szenarios $D1$ kann unter Berücksichtigung des superponierten und der einzelnen Schadensindizes korrekt abgeschätzt werden. Dies gilt jedoch nicht für das Szenario $D3$. Die Schädigung $D6$ kann ohne Berücksichtigung des Fußgängerverkehrs lediglich mit dem Schadensindex $Z_{s,2}$ basierend auf der Krümmung der zweiten Eigenform lokalisiert werden. Der superponierte Index Z_s zeigt dagegen eine Schädigung in Feldmitte an.

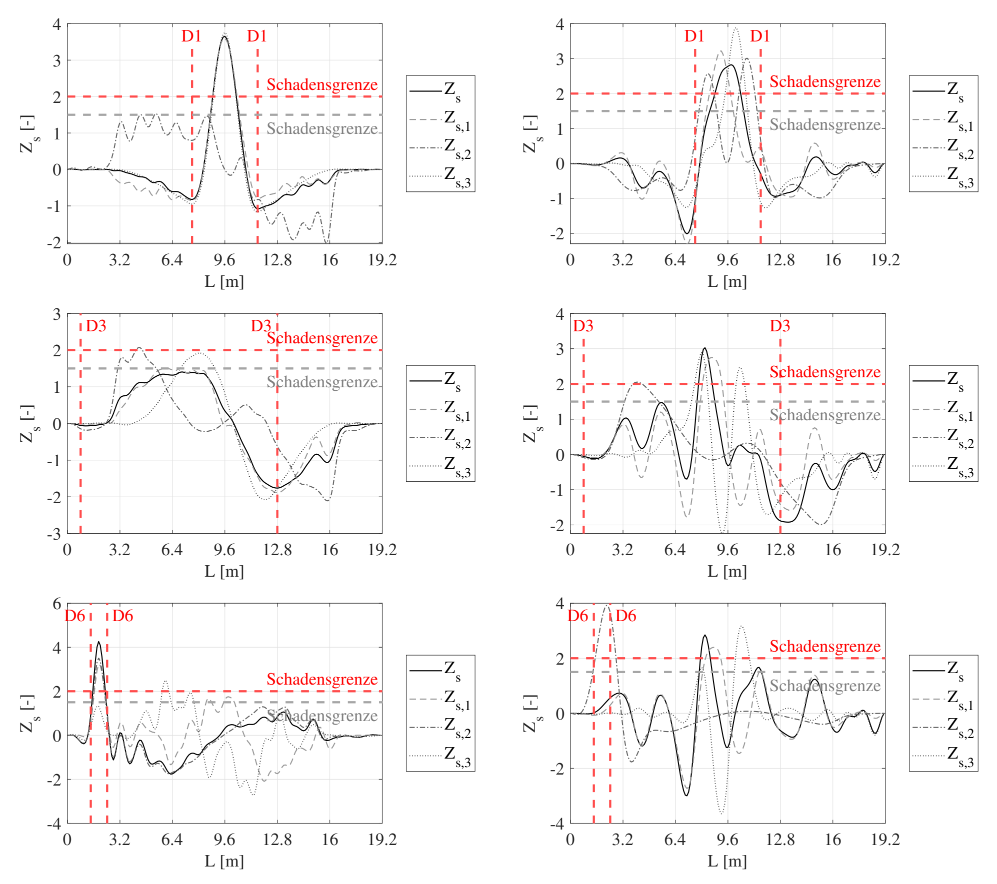


Abbildung 3.40: Schadensindex-Methode mit (links) und ohne (rechts) Berücksichtigung des Fußgängerverkehrs (*F60s20-10m*): *UG* ↔ *D1*, *UG* ↔ *D3* und *UG* ↔ *D6* (von oben nach unten)

Zusammenfassung der Parameterstudie zur Schadenslokalisierung unter Fußgängerverkehr

Im Rahmen der Parameterstudie zur Schadenslokalisierung unter Fußgängerverkehr wurden die in Abschnitt 2.2.1 vorgestellten Verfahren untersucht. Es wurde aufgezeigt, dass die Eigenfrequenzen der Struktur großen Streuungen infolge des Fußgängerverkehrs unterliegen. Diese Überschreiten ggf. die Diskrepanzen aufgrund struktureller Steifigkeitsänderungen. Es ist daher ein weiteres Argument dafür, dass die Änderungen der Eigenfrequenzen nicht als zuverlässiger Schadensindikator angesehen werden können. Die Schadenslokalisierung basierend auf der Differenz der Nachgiebigkeitsmatrix zeigt eine hohe Sensitivität gegenüber den Streuungen der modalen Parameter infolge des Fußgängerverkehrs sowie der damit einhergehenden fehlerhaften Massennormierung der Eigenformen und eignet sich daher nicht für OMA-Anwendungen.

Die Schadensindex-Methode ist nur eingeschränkt zur Schadenslokalisierung geeignet, da diese ausschließlich lokal begrenzte Schäden lokalisieren kann. Die Amplitudenänderungen der Eigenformen und deren Krümmungen sowie die Methode basierend auf der kontinuierlichen Wavelet-Transformation (CWT) sind zuverlässige Verfahren zur Identifikation und Lokalisierung von Schäden. Diese können symmetrische als auch asymmetrische und lokale sowie räumlich ausgedehnte geschädigte Bereiche zuverlässig identifizieren. Die kombinierte Anwendung dieser Verfahren ermöglicht darüber hinaus die Vermeidung von fehlerhaften Analysen. In Abhängigkeit des Schadensszenarios und des Schadensidentifikationsverfahrens kann eine Bewertungsmatrix (s. Tabelle 3.5 und Tabelle 3.6) für die zuverlässige Lokalisierung erstellt werden. Diese Erkenntnisse sind unabhängig vom jeweiligen statischen System der Struktur. Bei nicht federgelagerten Systemen gelten für die Eigenformen die Erkenntnisse der nulllinienangepassten Eigenformen $\phi_i^{N.A.}$.

Tabelle 3.5: Bewertungsmatrix für die Schadensidentifikation basierend auf den Biegeeigenschwingungen balkenartiger Strukturen (Teil 1)

	Symmetrische lokale Schädigung ($D1, DxD4, D5$)	**Symmetrische globale Schädigung** ($D2$)	**Asymmetrische globale Schädigung** ($D3$)
f_i	f_1, f_3	f_1, f_2, f_3	f_1, f_2, f_3
ϕ_i	–	–	–
$\phi_i^{N.A.}$	–	–	asymmetrische Änderung der Amplituden der $\phi_2^{N.A.}$: Amplitudenzunahme im Bereich reduzierter Steifigkeit; Verschiebung der lokalen Extremstellen von $\phi_1^{N.A.}$ und $\phi_3^{N.A.}$ in Richtung der reduzierten Steifigkeit
κ_i	Entstehung neuer Wendepunkte am Übergang vom ungeschädigten zum geschädigten Bereich; lokale Zunahme und Einschnürung der Amplituden im geschädigten Bereich	Räumlich ausgedehnte Amplitudendifferenzen zwischen RS und dem Schadenszustand	Verschiebung der lokalen Extremstellen von κ_1 und κ_3 in Richtung der reduzierten Steifigkeit und asymmetrische Amplitudenänderungen von κ_2: Amplitudenzunahme im Bereich der reduzierten Steifigkeit
CWT	CWT Koeffizienten ≈ 1 über alle Skalen hinweg im Bereich der reduzierten Steifigkeit	CWT Koeffizienten ≈ 1 über alle Skalen hinweg im Bereich der reduzierten Steifigkeit	Asymmetrische Schäden sind erkennbar, aber eine genaue Lokalisierung des geschädigten Bereiches ist schwierig, da die CWT-Koeffizienten auch ≈ 1 links und rechts des Schadensbereiches sind. Dies ist auf die globalen Amplitudenänderungen der Eigenformen zurückzuführen.
SIM	Ggf. übersteigen die Schadensindizes die Schadensgrenze	Ggf. übersteigen die Schadensindizes die Schadensgrenzen	Ggf. übersteigen die Schadensindizes die Schadensgrenzen

Tabelle 3.6: Bewertungsmatrix für die Schadensidentifikation basierend auf den Biegeeigenschwingungen balkenartiger Strukturen (Teil 2)

	Reduzierte Steifigkeit der Federlagerung ($D4$, $DxD4$, $D7$)	**Erhöhte Steifigkeit der Federlagerung** ($D8$)	**Asymmetrische lokale Schädigung im Bereich kleiner Krümmungen** ($D6$)
f_i	f_1, f_2, f_3	f_1, f_2, f_3	–
ϕ_i	Steifigkeitsabnahme führt zu einer Amplitudenzunahme am jeweiligen Auflager.	Steifigkeitszunahme führt zur Amplitudenabnahme am jeweiligen Auflager.	–
$\phi_i^{N.A.}$	Der an das geschädigte Auflager angrenzende Schwingungsbauch der zweiten Eigenform, kann nicht vollständig ausgebildet werden.	Zunahme der Amplituden der lokalen Extremstellen der Eigenformen	–
κ_i	Die Amplituden der Krümmungen, angrenzend an das geschädigte Auflager, sind geringer.	Bei einer erhöhten Steifigkeit des Auflagers sind die Amplituden der Krümmungen, angrenzend an das jeweilige Auflager, größer.	–
CWT	CWT-Methode ist nicht geeignet, um Schäden an Endauflagern zu lokalisieren. Die Methode ermöglicht ggf. das Ausschließen bzw. Detektieren weiterer Schäden in der Struktur.	CWT-Methode ist nicht geeignet, um Schäden an Endauflagern zu lokalisieren. Die Methode ermöglicht ggf. das Ausschließen bzw. Detektieren weiterer Schäden in der Struktur.	Ermöglicht als einziges Verfahren die Lokalisierung eines lokalen Schadens im Bereich kleiner Krümmungen.
SIM	–	–	Ggf. ist die Lokalisierung dieses Schadenstyps auch mit der SIM möglich.

3.4.6 Einfluss des Fahrzeugverkehrs und der Straßenrauigkeit

Im Folgenden werden die Simulationen und zugehörigen Ergebnisse bezüglich des Einflusses des Fahrzeugverkehrs und der Straßenrauigkeit auf die geschätzten modalen Parameter vorgestellt. Eine der größten Herausforderungen besteht in der sinnvollen Abschätzung der Modellparameter für die HFM-Systeme. Aufgrund der Vielfältigkeit der Fahrzeugarten und der zahlreichen Bauteilgruppen sind einzig sehr grobe Modellparameter in der Literatur zu finden. Für die eigenen Untersuchungen wurden vereinfachte Abschätzungen vorgenommen. Um die Auswirkungen der grundlegenden Einflussfaktoren, Fahrgeschwindigkeit, Fahrbahnrauigkeit und das Massenverhältnis zwischen Fahrzeug und Brücke untersuchen zu können, wurden zwei verschiedene HFM-Simulationen gewählt. Koether [54] gibt einen Überblick über die zulässigen Maße und Gewichte für Transportfahrzeuge. Abbildung 3.41 zeigt die beiden ausgewählten Fahrzeugarten, die stark vereinfacht als HFM simuliert werden. Die Parameter für die erste Simulation (*HFM-1*) wurden in Analogie zur Literaturrecherche in [86] gewählt. O’Brien et al. [86] simulierten einen zweiachsigen Lkw mit einem Gesamtgewicht von 18 t. Dies entspricht dem Lkw-Typ „Einzelfahrzeug“ in Abbildung 3.41 oben. Lediglich die Achsabstände D_1 und D_2 werden entsprechend des gewählten Lkw-Modells (s. Abbildung 3.41) zu 4,5 m anstatt 2,375 m gewählt in [86]. Zur Untersuchung des Einflusses des Masseneintrages durch Transportfahrzeuge wurde zusätzlich ein Sattelkraftfahrzeug (Fahrzeugkombination) mit vier Achsen und einem zulässigen Gesamtgewicht von 38 t als HFM (*HFM-2*) ausgewählt, s. Abbildung 3.41 unten. Zur Untersuchung des Einflusses der fahrenden Fahrzeuge auf

die Schätzung der modalen Parameter wurde eine Parameterstudie durchgeführt. Als Berechnungszeitraum wurde t_{Ber} = 600 s gewählt mit einer Abtastrate von 100 Hz und einer zeitlichen Diskretisierung von Δt =0,01 s. Maximal 200 HFM-Systeme pro Berechnungszeitraum t_{Ber} können die Brücke passieren. Tabelle 3.7 zeigt die für die HFM-Systeme gewählten Parameter. Als Basis wurden die Werte von O'Brien et al. [86] angenommen.

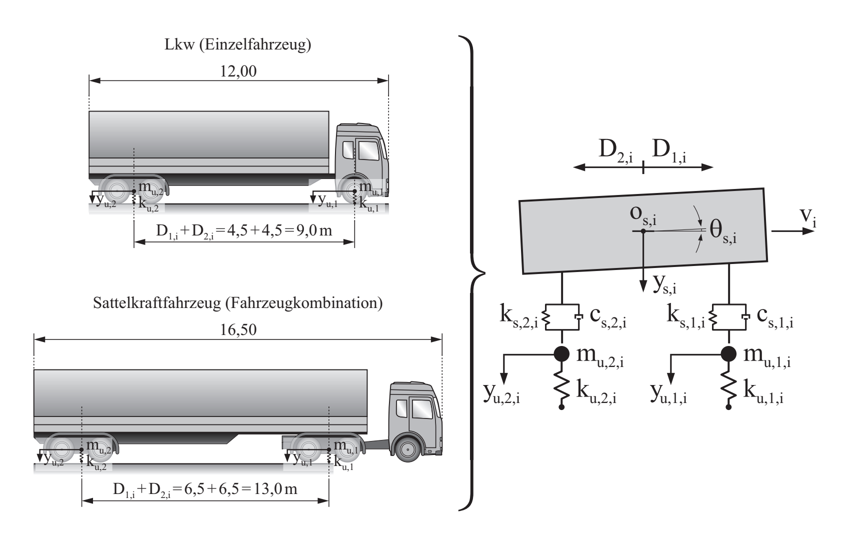


Abbildung 3.41: Modellbildung der HFM-Systeme

Tabelle 3.7: Parameter der HFM-Systeme

	HFM-1	**HFM-2**
m_s	16,2 t	34,4 t
I_s	93 457 kg/m^2	198 451,9 kg/m^2
$k_{s,1}$	$0,4 \cdot 10^6$N/m	
$k_{s,2}$	$1 \cdot 10^6$N/m	
D_1	4,5 m	6,5 m
D_2	4,5 m	6,5 m
$c_{s,1}$	$10 \cdot 10^3$N s/m	
$c_{s,2}$	$20 \cdot 10^3$N s/m	
$m_{u,1}$	0,7 t	1,4 t
$m_{u,2}$	1,1 t	2,2 t
$k_{u,1}$	$1,75 \cdot 10^6$N/m	
$k_{u,2}$	$3,5 \cdot 10^6$N/m	

Zur Berücksichtigung des stochastischen Charakters des Straßenverkehrs wurden für einige Fahrzeugeigenschaften probabilistische Verteilungsfunktionen in Analogie zur Simulation des Fußgängerverkehrs angesetzt:

Tabelle 3.8: Probabilistische Ansätze für die Eigenschaften der HFM-Systeme

Geschwindigkeit v	Gleichverteilung	$[0,9 \cdot v$	$1,1 \cdot v]$
Aufbaumasse m_s	Gleichverteilung	$[0,8 \cdot m_s$	$1,5 \cdot m_s]$
Ankunftsabstand x_{aa}	logarithmische Normalverteilung	$\overline{x}$ =50 m	

Pro Szenario wurden 20 Berechnungen durchgeführt. Insgesamt erfolgte die Untersuchung von vier Geschwindigkeitsbereichen v =50 km/h, 80 km/h, 100 km/h und 130 km/h. Innerhalb einer Geschwindigkeitskategorie wurde eine Gleichverteilung von ± 10 % angesetzt. Für die Berücksichtigung des Einflusses des Fahrbahnzustandes wurden drei verschiedene Rauigkeitsprofile betrachtet: *AB* , *BC* und *CD* [3]. Schlechtere Straßenprofile kommen im deutschen Straßennetz in der Regel nicht vor. Eine mögliche Unter- bzw. Überladung der Fahrzeuge wurde für die Aufbaumasse m_s der HFM-Systeme durch Ansatz einer Gleichverteilung mit -20 % bis +50 % berücksichtigt. Der Mindestabstand für Fahrzeuge beträgt 50 m ab einer Geschwindigkeit von 50 km/h. Daher wurde für die Berechnung des Ankunftsabstandes der HFM-Systeme, bezogen auf den Brückenanfang, eine logarithmische Normalverteilung mit dem Mittelwert $\overline{x}$ = 50 m und einer Standardabweichung σ = 5 m angenommen. In Abhängigkeit dieser Eigenschaften können die Zeitpunkte, an denen jeweils die Vorder- bzw. Hinterachse die Brücke erreichen bzw. verlassen, berechnet werden. Als Balkenmodell wurde in Analogie zu der in Kapitel 6.2 untersuchten Straßenverkehrsbrücke, ein Dreifeldträger mit den Spannweiten 18 m - 24 m - 18 m und eine Elementlänge l_e von 0,5 m, gewählt.

Validierung der Erregungsquelle „Fahrzeugverkehr "

Die Validierung der Erregung durch die HFM-Systeme erfolgt anhand der Nachrechnung der von O'Brien et al. [86] durchgeführten Analysen. Dieser berechnete die Antwortschwingungen eines HFM-Systems während der Überfahrt eines 15 m langen gelenkig gelagerten Balkens ($EI = 1,846 \cdot 10^{10} Nm^2$, $\overline{m} = 28\ 125 kg/m$, $\xi = 3\%$). Die gewählten Parameter für das HFM-System nach [86] entsprechen denen des gewählten *HFM-1* Systems, s. Tabelle 3.7. Lediglich die Achsabstände zum Schwerpunkt o_s der gefederten Masse m_s betragen bei O'Brien et al. [86] 2,375 m statt 4,5 m beim *HFM-1* System. Das Straßenrauigkeitsprofil generierten O'Brien et al. [86] gemäß ISO Standard (ISO 8608 1995). Abbildung 3.42 links zeigt das Straßenrauigkeitsprofil für die Kategorie *AB* nach eigener Berechnung sowie die Antwortbeschleunigungen des HFM-Systems (rechts). Die schwarz gestrichelten Linien zeigen die maximalen und minimalen Beschleunigungen der Berechnungen nach O'Brien et al. [86] an. Es ist eine eindeutige Übereinstimmung zu sehen. Aufgrund der zufälligen Generierung des Straßenprofils können die

Ergebnisse von O'Brien et al. [86] nicht exakt nachgerechnet werden. Des Weiteren stimmen die geschätzten Eigenfrequenzen des Balkenmodells sowie der Punktmassen des *HFM-1* Systems mit den Ergebnissen von O'Brien et al. [86] sehr gut überein. Diese sind in Abbildung 3.43 links dargestellt. Das Verformungsverhalten des Balkenmodells bei Überfahrt eines *HFM-1* Systems wurde ebenfalls durch Vergleichsrechnungen mit Stab2d [61] validiert. Die Ergebnisse sind in Abbildung 3.43 rechts zu sehen und zeigen eine eindeutige Übereinstimmung.

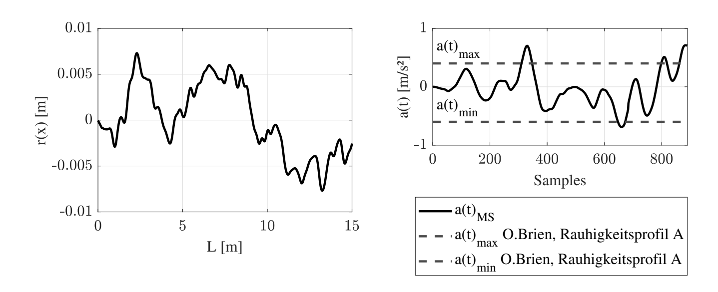


Abbildung 3.42: Generiertes Rauigkeitsprofil für die Kategorie *AB* (links) und Vergleich der Antwortbeschleunigungen des *HFM-1* Systems mit den Extremwerten nach [86] (rechts)

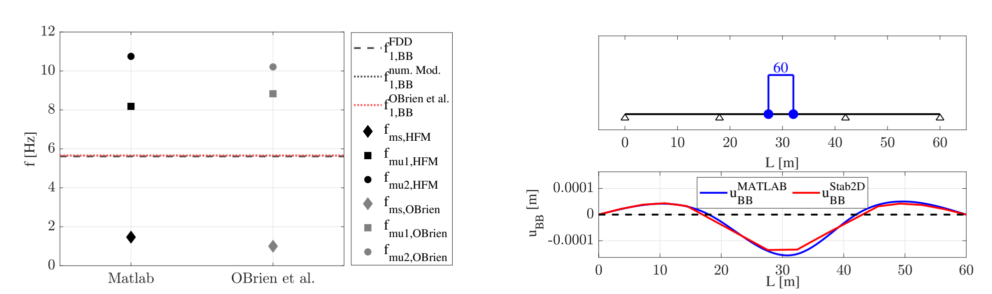


Abbildung 3.43: Vergleich der geschätzten Eigenfrequenzen mit den Ergebnissen von [86] (links) und Validierung der vertikalen Verformung des Bernoulli-Balkens u_{BB} bei Überfahrt eines *HFM-1* Systems (rechts)

Auswirkungen des Fahrzeugverkehrs auf die geschätzten modalen Parameter

Im Folgenden werden die Ergebnisse der in Abschnitt 3.2.2 vorgestellten Parameterstudie zum Einfluss des Fahrzeugverkehrs auf die Streuung der modalen Parameter vorgestellt. Untersuchungsparameter sind die Fahrgeschwindigkeit, die Straßenrauigkeit sowie die Masse der HFM-Systeme. Die Eigenfrequenzen des simulierten dreifeldrigen Durchlaufträgers ohne Berücksichtigung des Fahrzeugverkehrs betragen: $f_1 = 3{,}1958$ Hz, $f_2 = 5{,}2311$ Hz und $f_3 = 6{,}2755$ Hz. Diese wurden als Referenzwerte für die automatisierte Schätzung der modalen Parameter mithilfe der FDD-Methode in Kombination mit dem AMT-Verfahren herangezogen.

Die maximale zulässige Abweichung zur Referenzfrequenz wurde zu 15 % gewählt und ein MAC-Grenzwert von 0,95 durfte nicht unterschritten werden. Die Eigenfrequenzen der Einzelmassen der HFM-Systeme (s. Abbildung A.8) sowie der daraus berechnete Mittelwert des jeweiligen HFM-Systems ist in Tabelle 3.9 dargestellt. Die Eigenfrequenzen des *HFM-2* sind aufgrund der erhöhten Masse niedriger als die des *HFM-1*. Die gemittelte Gesamtfrequenz des *HFM-1* liegt im Bereich der dritten Eigenfrequenz des Balkens, die des *HFM-2* zwischen der ersten und zweiten.

Tabelle 3.9: Eigenfrequenzen der HFM-Systeme

	HFM-1	**HFM-2**
f_{ms}	1,073 Hz	0,737 Hz
$f_{mu,1}$	8,646 Hz	6,174 Hz
$f_{mu,2}$	9,879 Hz	7,144 Hz
$\overline{f}_{HFM}$	6,533 Hz	4,685 Hz

Abbildung 3.44 zeigt die Streuungen der geschätzten Eigenfrequenzen des Balkens unter Berücksichtigung des *HFM-1*-Fahrzeugverkehrs. Die Ergebnisse sind getrennt nach den Geschwindigkeits- sowie Straßenrauigkeitsprofilen dargestellt.

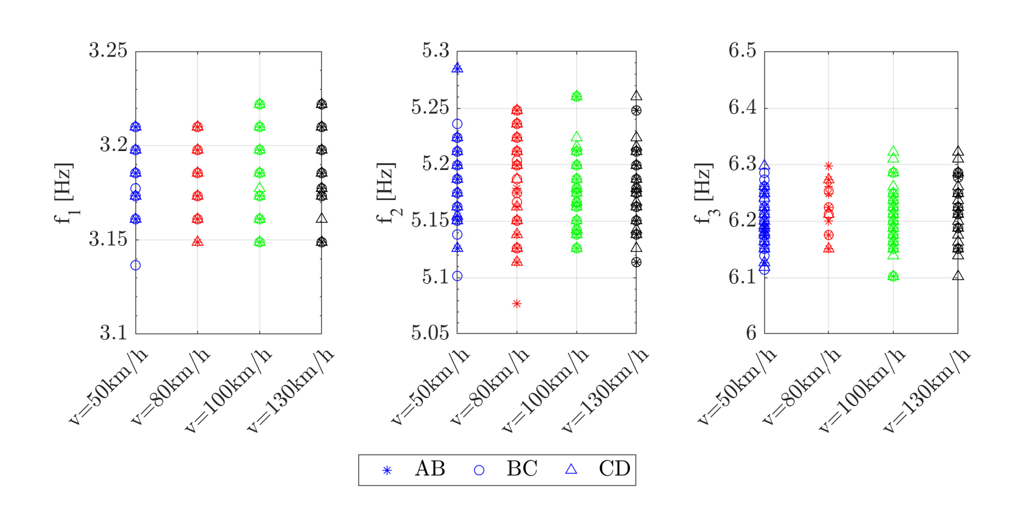


Abbildung 3.44: Streuungen der geschätzten Eigenfrequenzen des Balkens unter Berücksichtigung des Fahrzeugverkehrs (*HFM-1*) in Abhängigkeit der Fahrgeschwindigkeit v und der Straßenrauigkeit

Die Ergebnisse für den *HFM-2*-Fahrzeugverkehr sind im Anhang in Abbildung A.9 zu finden. Bei beiden HFM-Systemen sind keine Zusammenhänge zwischen der Fahrgeschwindigkeit bzw.

Straßenrauigkeitskategorie und den Streuungen der Eigenfrequenzen des Balkens zu erkennen, s. Abbildung 3.44 und Abbildung A.9. Die Betrachtung der maximalen prozentualen Abweichungen der Eigenfrequenzen vom Mittelwert zeigen, unabhängig vom HFM-System, ähnliche Größenordnungen auf, s. Tabelle 3.10. Die prozentualen Abweichungen sind vergleichbar zu denen infolge struktureller Steifigkeitsänderungen. Dies ist hinsichtlich der modalbasierten Schadensidentifikation als kritisch zu bewerten.

Tabelle 3.10: Prozentuale Abweichung der Eigenfrequenzen des Balkens unter Berücksichtigung des Fahrzeugverkehrs

	HFM-1	**HFM-2**
$f_{1,max}$	3,222 Hz	3,222 Hz
$f_{1,min}$	3,137 Hz	3,125 Hz
$\overline{f}_1$	3,185 Hz	3,181 Hz
$f_{2,max}$	5,285 Hz	5,297 Hz
$f_{2,min}$	5,077 Hz	5,102 Hz
$\overline{f}_2$	5,183 Hz	5,191 Hz
$f_{3,max}$	6,322 Hz	6,432 Hz
$f_{3,min}$	6,103 Hz	6,042 Hz
$\overline{f}_3$	6,205 Hz	6,223 Hz
Δf_1	-1,50 % bis +1,18 %	-1,77 % bis +1,30 %
Δf_2	-2,03 % bis +1,97 %	-1,72 % bis +2,04 %
Δf_3	-1,65 % bis +1,90 %	-2,92 % bis +3,37 %

Betrachtet man die Streuungen der Eigenformen in Abbildung 3.45 bei einer mittleren Fahrgeschwindigkeit von $\overline{v} = 130\,\mathrm{km/h}$ und der Straßenrauigkeitskategorie CD sind ausschließlich bei der dritten Eigenform infolge des *HFM-1*-Verkehrs (links) bemerkenswerte Streuungen sichtbar. Der *HFM-2*-Verkehr (rechts) führt dagegen zu nahezu keinen Streuungen der Eigenformamplituden. Dies kann auf die Lage der Eigenfrequenzen der HFM-Systeme, bezogen auf die Eigenfrequenzen des Balkens, zurückgeführt werden. Die gemittelte Eigenfrequenz aus allen drei Punktmassen der *HFM-1*-Systeme entspricht annähernd der dritten Eigenfrequenz des Balkens, s. Tabelle 3.9. Daher kommt es bei der Überfahrt dieses Fahrzeugtyps zu einem erhöhten Streubereich dieser Eigenform. Dies kann unabhängig von der Fahrgeschwindigkeit bzw. der Straßenrauigkeitskategorie beobachtet werden. In Abbildung A.10 im Anhang sind die Ergebnisse für die Straßenrauigkeitskategorie AB sowie der mittleren Fahrgeschwindigkeit $\overline{v} = 50\,\mathrm{km/h}$ dargestellt. Der Zusammenhang zwischen der Erreger- und Bauteilfrequenz wurde bereits bei der Untersuchung des Fußgängerverkehrs festgestellt.
Abschließend kann festgehalten werden, dass der Fahrzeugverkehr zu vernachlässigbaren Amplitudenstreuungen der Eigenformen führt, solange die Frequenz des Fahrzeuges nicht mit der Eigenfrequenz des Balkens übereinstimmt. In Bezug zur Praxis kann dieser Fall aufgrund der Diversität des Straßenverkehrs als sehr unwahrscheinlich bewertet werden. Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführte Parameterstudie, mit Konzentration auf zwei Fahrzeugtypen und

somit zwei Eigenfrequenzen, wird in der Realität nicht zu finden sein. Das Frequenzspektrum des realen Straßenverkehrs ist breitbandig, wodurch eine Resonanzanregung der Brücke durch den Straßenverkehr sehr unwahrscheinlich ist. Die Ergebnisse dieser Parameterstudie sind daher als konservativ zu betrachten. Nichtsdestotrotz zeigen sie, dass die Eigenformen nicht sensitiv auf die Betriebslasten infolge des Straßenverkehrs reagieren. Diese sind daher sehr gut für die modalbasierte Schadensanalyse geeignet.

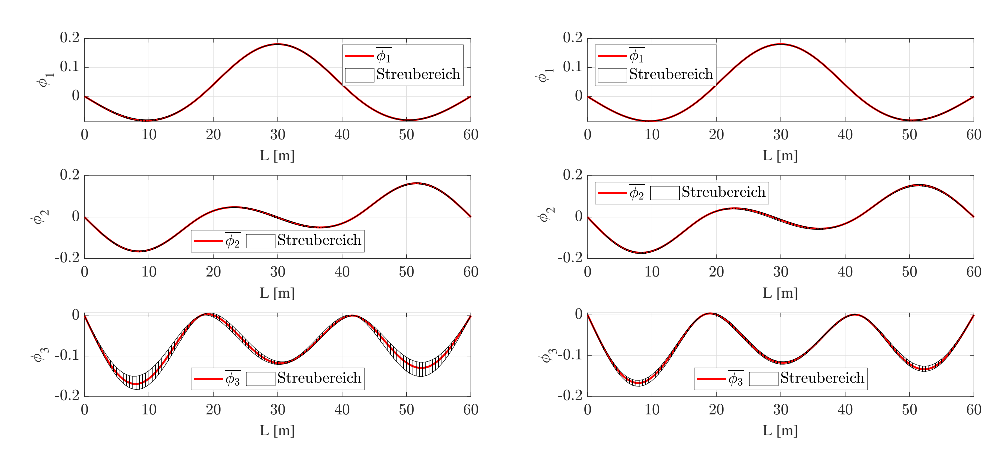


Abbildung 3.45: Streuung der geschätzten Eigenformamplituden des Balkens unter Berücksichtigung des Fahrzeugverkehrs mit $\overline{v}$ = 130 km/h (Straßenrauigkeitskategorie *CD*): *HFM-1* (links) und *HFM-2* (rechts)

Einfluss des Fahrzeugverkehrs auf die Schadensidentifikation

Im Folgenden wird der Einfluss der zuvor vorgestellten Streuungen der modalen Parameter auf die Schadensidentifikation erläutert. Pro Szenario wurden 20 Berechnungen durchgeführt. Die daraus berechneten Mittelwerte sind die Eingangsparameter für die Schadensidentifikationsverfahren. Es wurden zwei Schadensszenarien untersucht. Die entsprechenden Steifigkeitsverteilungen der Schadensszenarien $D1$ und $D2$ sind in Abbildung 3.46 illustriert.

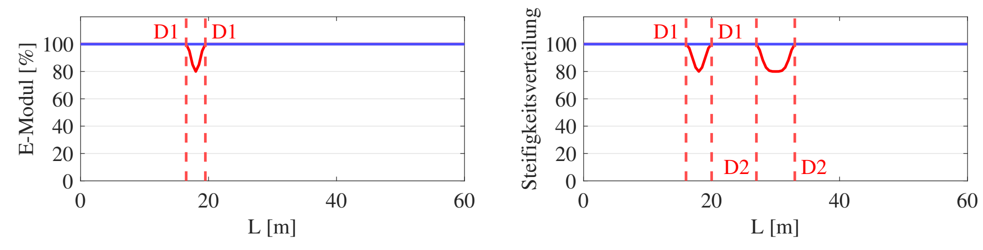


Abbildung 3.46: Steifigkeitsverteilung der Schadensszenarien: $D1$ (links) und $D2$ (rechts)

$D1$ stellt eine symmetrische maximale Steifigkeitsreduktion von 20 % ($\alpha = 0,8$) über der linken Stütze des Mittelfeldes dar. Diese erstreckt sich über eine Gesamtlänge von 3 m ($\beta_1 = \beta_2 = 1{,}5$ m, $n_1 = n_2 = 1$). Das Schadensszenario $D2$ berücksichtigt zusätzlich eine symmetrische Steifigkeitsreduktion von 20 % ($\alpha = 0,8$) in Feldmitte des Mittelfeldes ($\beta_1 = \beta_2 = 3$ m, $n_1 = n_2 = 2$) und eine ausgeprägtere Steifigkeitsreduktion im Stützbereich des Teilschadens $D1$ ($\alpha = 0,8$, $\beta_1 = \beta_2 = 2$ m, $n_1 = n_2 = 1$).
Als Referenzzustand wird der Mittelwert der modalen Parameter des ungeschädigten Systems, der im Abschnitt 3.2.2 vorgestellten Parameterstudie, verwendet. Dies bedeutet, dass über die vier untersuchten Fahrgeschwindigkeiten als auch über die drei Straßenrauigkeitskategorien gemittelt wurde. Für die Schadensszenarien wurde jeweils die Straßenrauigkeitskategorie *CD* sowie die Geschwindigkeitskategorien $v_1 = 50$ km/h und $v_4 = 130$ km/h untersucht. Auf diese Weise wurde der konservativste Betrachtungsfall analysiert. Tabelle 3.11 zeigt die prozentualen Änderungen der Eigenfrequenzen in Abhängigkeit des Schadensszenarios, bezogen auf die gemittelten Eigenfrequenzen des ungeschädigten Zustandes, s. Tabelle 3.10. Die Indizes geben die simulierte Straßenrauigkeitskategorie (hier *CD*), die Fahrgeschwindigkeit (50 = 50 km/h bzw. 130 = 130 km/h) und das Schadensszenario ($D1$ bzw. $D2$) an.

Tabelle 3.11: Prozentuale Abweichung der Eigenfrequenzen des Balkens unter Berücksichtigung des Fahrzeugverkehrs und der Schadensszenarien $D1$ (links) und $D2$ (rechts)

	HFM-1	**HFM-2**
$\Delta f_{1,CD,50,D1}$	-0,13 %	+0,02 %
$\Delta f_{2,CD,50,D1}$	-0,13 %	-0,16 %
$\Delta f_{3,CD,50,D1}$	-0,81 %	-0,88 %
$\Delta f_{1,CD,130,D1}$	-0,20 %	-0,43 %
$\Delta f_{2,CD,130,D1}$	-0,20 %	+0,16 %
$\Delta f_{3,CD,130,D1}$	-0,83 %	-1,06 %

	HFM-1	**HFM-2**
$\Delta f_{1,CD,50,D2}$	-2,44 %	-2,19 %
$\Delta f_{2,CD,50,D2}$	-0,16 %	-0,08 %
$\Delta f_{3,CD,50,D2}$	-1,25 %	-1,76 %
$\Delta f_{1,CD,130,D2}$	-2,16 %	-2,31 %
$\Delta f_{2,CD,130,D2}$	-0,66 %	-0,47 %
$\Delta f_{3,CD,130,D2}$	-2,43 %	-1,57 %

Der Schaden $D1$ führt zu deutlich geringeren Frequenzänderungen (-1,06 % bis +0,16 %) im Vergleich zu den Streuungen infolge des Straßenverkehrs (-2,92 % bis +3,37 %), s. Tabelle 3.10. Lediglich das Schadensszenario $D2$ führt bei der ersten und dritten Eigenfrequenz zu prozentualen Änderungen (-2,16 % bis -1,57 %), die in der Größenordnung vergleichbar mit der des Straßenverkehrs liegt. Darauf basierend muss erneut festgestellt werden, dass die Eigenfrequenzen nicht geeignet sind für eine zuverlässige Schadensidentifikation aufgrund ihrer hohen Sensitivität gegenüber den Betriebslasten.
Die Änderungen der Krümmungen der Eigenformen ermöglichen dagegen die Lokalisierung der Steifigkeitsreduktion in Feldmitte. Abbildung 3.47 zeigt die Änderungen der Krümmungen für das Schadensszenario $D2$ für die Simulation *HFM2-50-CD-D2* (rot) in Bezug zum ungeschädigten Referenzzustand *HFM2-CD-UG* (blau). Der lokale Anstieg der Krümmung der ersten Eigenform im geschädigten Bereich ermöglicht die Lokalisierung der Schädigung $D2$.

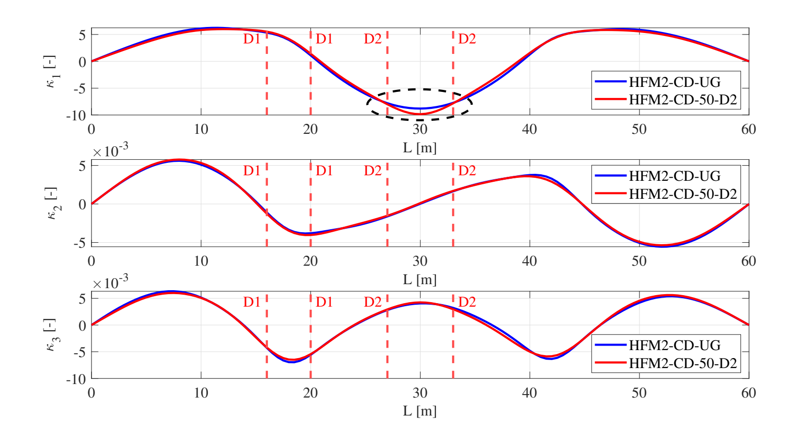


Abbildung 3.47: Änderung der Krümmungen der Eigenformen für das Szenario *HFM2-CD-UG* ↔ *HFM2-CD-50-D2*

Die CWT erlaubt die Lokalisierung von Schäden im Bereich der Mittelstützen von Durchlaufträgern. Da die Überfahrt der *HFM-1* Fahrzeuge zu Amplitudenstreuungen der dritten Eigenform geführt haben, werden in Abbildung 3.48 links die Ergebnisse der CWT unter Berücksichtigung der ersten drei Eigenformen und rechts diejenigen ohne Berücksichtigung der dritten Eigenform gezeigt. Der Ausschluss der dritten Eigenform ermöglicht die eindeutige Lokalisierung des Schadens $D1$, s. Abbildung 3.48 oben rechts. Die Ergebnisse der CWT für das Schadensszenario $D2$ sind in Abbildung 3.48 unten dargestellt. In beiden Fällen (mit oder ohne ϕ_3) können beide Schadensorte lokalisiert werden. Jedoch werden die beiden geschädigten Bereiche deutlich erkennbarer unter Ausschluss der dritten Eigenform angezeigt.

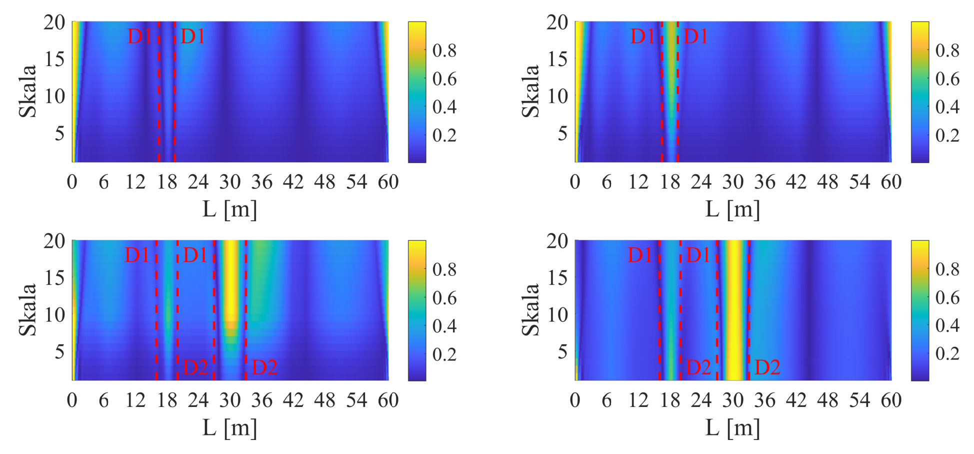


Abbildung 3.48: CWT Berücksichtigung der ersten drei Eigenformen (links) und Berücksichtigung der ersten zwei Eigenformen (rechts): *HFM1-CD-UG* ↔ *HFM1-CD-50-D1* (oben) und *HFM1-CD-UG* ↔ *HFM1-CD-50-D2* (unten)

3.4.7 Einfluss des Automatisierungsansatzes

Eine wirtschaftliche Gestaltung des modalbasierten Monitorings erfordert eine weitestgehende oder im besten Falle vollständige Automatisierung des Schätzverfahrens. Bisher wurde hierfür das AMT-Verfahren angewendet. Dieses Verfahren basiert zunächst auf der manuellen Definition von Referenzdaten der modalen Parameter. Die weitere Identifizierung der modalen Parameter kann durch Abgleich der neuen Datensätze mit den Referenzdaten unter Berücksichtigung der Auswahlkriterien automatisiert erfolgen. Diese umfassen das Festlegen einer maximalen zulässigen prozentualen Abweichung der Eigenfrequenzen vom Referenzwert sowie das Erfüllen eines gewissen MAC-Verhältnisses. Eine vollständige Automatisierung ermöglicht dagegen das in Abschnitt 2.2.3 vorgestellte Verfahren namens *LEONIDA*. Im Folgenden werden die Ergebnisse der beiden Automatisierungsverfahren am Beispiel der Simulation *HFM1-AB-50-UG* vorgestellt. Abbildung 3.49 zeigt die mit *LEONIDA* (links) und die mit dem AMT-Verfahren (rechts) geschätzten ersten drei Eigenformen aus zehn Datensätzen (blau gepunktet) und die zugehörigen gemittelten Eigenfrequenzen. Die Mittelwerte der zehn geschätzten Eigenformen sind rot gestrichelt dargestellt.

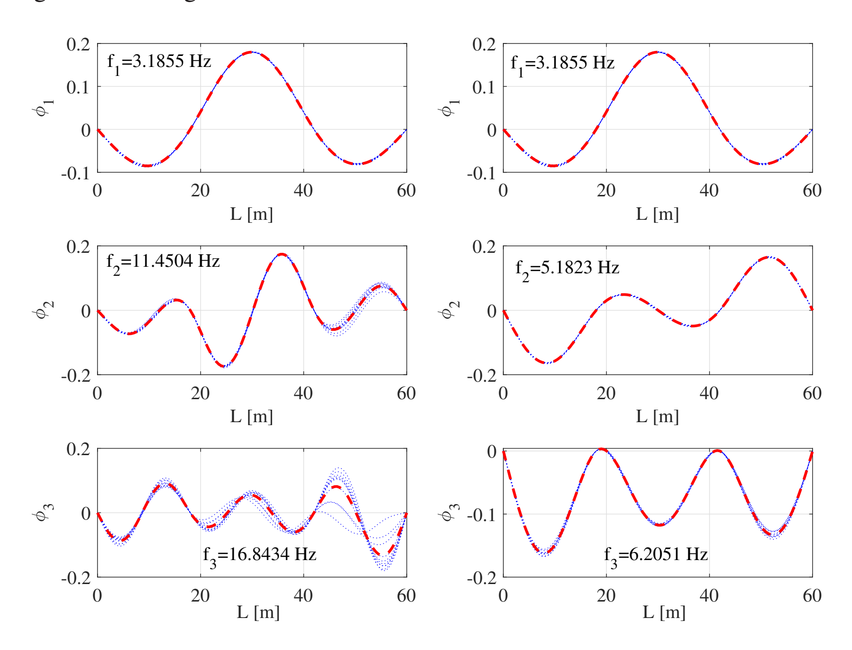


Abbildung 3.49: Geschätzte erste drei Eigenformen und Eigenfrequenzen basierend auf zehn Datensätzen unter Anwendung der FDD-Methode in Kombination mit LEONIDA (links) bzw. dem AMT-Verfahren (rechts)

Es ist deutlich zu sehen, dass das AMT-Verfahren mithilfe der zuvor definierten Referenzwerte sowie den entsprechenden Auswahlkriterien, in der Lage ist, die physikalischen ersten drei Eigenformen des Dreifeldträgers zu ermitteln. Dagegen kann mithilfe von *LEONIDA* ausschließlich die erste Eigenform korrekt geschätzt werden. Die vermeintlichen zweiten und

dritten Eigenformen sind in Wahrheit höhere Biegeeigenformen. In Abbildung 3.50 sind die zugehörigen berechneten physikalischen Bandbreiten der ersten drei Moden dargestellt. Fälschlicherweise reicht die ermittelte Bandbreite der ersten Mode über die ersten drei Moden hinweg, sodass die zweite und dritte Mode nicht geschätzt werden konnte. Die Ergebnisse für die restlichen Simulationen der Parameterstudie (s. Abschnitt 3.4.6) lieferten vergleichbare Ergebnisse. Eine zuverlässige Schätzung der ersten drei Moden war ausschließlich mit dem AMT-Verfahren möglich. Hinsichtlich der modalbasierten Schadensanalyse ist es von höchster Wichtigkeit, dass die zu vergleichenden modalen Parameter, die in separaten Analysezeitfenstern identifiziert wurden, sich auf dieselbe physikalische Mode der Struktur beziehen. Daher wird die Anwendung des AMT-Verfahrens empfohlen und kommt im Rahmen der in Kapitel 6 vorgestellten In-situ-Messungen an Brücken zum Einsatz.

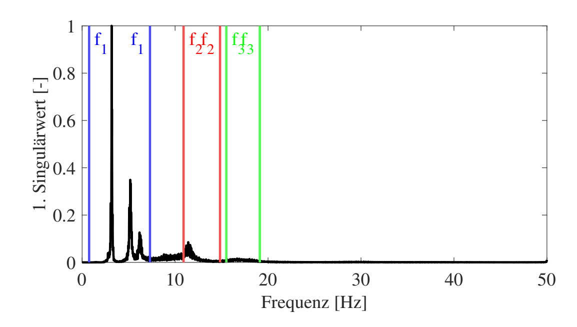


Abbildung 3.50: LEONIDA: Bandbreite der physikalischen Moden basierend auf zehn Datensätzen

3.5 Zusammenfassung der numerischen Untersuchungen

Ziel der numerischen Untersuchungen war die Erarbeitung der charakteristischen Zusammenhänge zwischen den zahlreichen Einflussfaktoren auf das Schwingungsverhalten einer Struktur und der Messtechnik auf die geschätzten modalen Parameter. Hierbei wurde die Relevanz der Synchronisation und der Sensorpositionierung für den Erfolg der modalbasierten Schadensanalyse aufgezeigt. Es konnte gezeigt werden, dass die Eigenfrequenzen einer Struktur messtechnisch einfach zu erfassen sind, diese jedoch eine hohe Sensitivität gegenüber den Betriebslasten (Fußgänger- und Fahrzeugverkehr) aufweisen. Dies ist insbesondere der Fall, sobald die Eigenfrequenz der Struktur im Bereich der Eigenfrequenz der Betriebslasten liegt. Die Eigenformen weisen eine hohe Sensitivität gegenüber einer unpräzisen Synchronisation auf. Die Eigenformen sind nicht sensitiv hinsichtlich den Betriebslasten und ermöglichen, unabhängig vom Verkehrsaufkommen, eine zuverlässige Schadenslokalisierung. Dies untermauert die Hypothese, dass eine zuverlässige Schadenslokalisierung ausschließlich basierend auf den Eigenformen und von ihnen abgeleiteten Verfahren zielführend ist, s. Abschnitt 2.1.5. Änderungen, welche ausschließlich die Eigenfrequenzen betreffen, sollten nicht zwingend als

Hinweis auf einen Schaden, sondern vielmehr als möglicher Fehlalarm gewertet werden. Umgekehrt sind Änderungen der Eigenformen, deren Krümmungen und hohe Koeffizientenwerte der CWT zuverlässige Indizien für eine strukturelle Steifigkeitsänderung. Dies gilt unabhängig von der Entwicklung der Eigenfrequenzen. Es konnte gezeigt werden, dass die Kombination der in Abschnitt 2.2.1 vorgestellten Schadensidentifikationsverfahren, abgesehen von der Nachgiebigkeitsmatrix und der Schadensindex-Methode, eine zuverlässige Schadenslokalisierung ermöglichen und Fehlalarme vermeiden. Darüber hinaus konnte eine Bewertungsmatrix (s. Tabelle 3.5 und Tabelle 3.6) für die Schadensidentifikation der unterschiedlichen Schadensbilder erstellt werden. Abschließend wurden die in Abschnitt 2.2.3 vorgestellten Automatisierungsansätze, AMT-Verfahren und LEONIDA, miteinander verglichen. Trotz der unvollständigen Automatisierung im Rahmen des AMT-Verfahrens ist dieses Verfahren für die modalbasierte Schadenslokalisierung zu bevorzugen. Das Verfahren stellt den Vergleich derselben physikalischen Moden einer Struktur, die in separaten Analysezeitfenstern identifiziert wurden, sicher.

4 Konzept des kabellosen modalbasierten Monitoringsystems

Fortführend zu den in Kapitel 2 erläuterten Grundlagen und der im Rahmen der numerischen Simulationen erarbeiteten Erkenntnisse wird das Konzept des in Zusammenarbeit mit der Firma SEMEX-EngCon GmbH entwickelten kabellosen modalbasierten Monitoringsystems **DiaBriS** - **Dia**gnostic **Bri**dge **S**ystem vorgestellt. Die Firma SEMEX-EngCon GmbH entwickelte die Hardware (s. Menhir-Gerät [110]), die Software für die synchrone Erfassung des Schwingungsverhaltens und die kabellose Datenübertragung in die Cloud. Die Definition der Anforderungskriterien an die Synchronisation und Abtastrate sowie die Konzeptionierung und Durchführung der Messungen, Bearbeitung der Rohdaten und Auswertung der Messungen oblagen der Autorin. Zunächst wird ein Überblick über die bereits von anderen Forschern durchgeführten experimentellen Untersuchungen unter Laborbedingungen (s. Abschnitt 4.1) und In-situ-Messungen an Brücken (s. Abschnitt 4.2) gegeben. Daran anschließend werden Optimierungspotenziale der bisherigen Systeme aufgezeigt. Dies erfolgt unter Berücksichtigung der Erkenntnisse aus den eigenen numerischen Untersuchungen, s. Kapitel 3. Das Kapitel schließt mit den Anforderungskriterien und der Vorstellung des modalbasierten Brückenmonitoringsystems *DiaBriS*, das im Rahmen von der AiF (Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen) geförderten ZIM (Zentrales Innovationsprogramm Mittelstand) Projektes entwickelt wurde.

4.1 Bisherige experimentelle Untersuchungen

Peeters [91] und Maeck [73] untersuchten die Sensitivität der modalen Parameter, hinsichtlich einer eingebrachten sukzessiven Schädigung durch eine statische Belastung. Insgesamt wurden fünf Stahlbetonbalken ($l \times b \times h = 6{,}0\,\text{m} \times 0{,}2\,\text{m} \times 0{,}25\,\text{m}$) stufenweise, in fünf bis sieben Belastungsstufen, bis zum Versagen des Bauteils geschädigt. Neben der Analyse des statischen Verhaltens der Balken wurde das Schwingungsverhalten der Versuchsbalken nach jeder Belastungsstufe untersucht. Hierfür wurden die Balken an zwei Federn, in den theoretischen Schwingungsknoten der ersten Eigenform, aufgehängt und durch einen Impulshammer bzw. einen elektrodynamischen Shaker erregt. Mithilfe von Beschleunigungssensoren und sechs Messaufbauten wurden die Antwortschwingungen der Balken, mit einem Messraster von 0,2 m und einer Abtastrate von 5000 Hz, erfasst. Die Impulsanregung erfolgte am freien Ende der Versuchsbalken und es wurden pro Zustand vier Wiederholungen durchgeführt. Mithilfe der Data-SSI-Methode [98] wurden die ersten vier Moden der Balken ermittelt. Die Autoren untersuchen den Einfluss der Rissbildung auf die Eigenfrequenzen, die Dämpfung sowie die Eigenformen. Infolge der Schädigung fallen die Eigenfrequenzen um bis zu 25 %

ab. Die Autoren können keine ausgeprägtere Sensitivität der höheren Moden gegenüber einer Schädigung feststellen. Des Weiteren beobachten sie geringe Amplitudenänderungen der Eigenformen und verweisen auf die höhere Sensitivität der Krümmungen der Eigenformen. Jedoch betonen die Autoren die Schwierigkeit der Berechnung dieser. Maeck [73] entwickelte hierfür den in Abschnitt 2.2.1 vorgestellten *Mixed Approach (v2)*.
Bungard [19] untersuchte ebenfalls die Sensitivität der modalen Parameter an Stahlbetonbalken. Der Autor wählte den Versuchsstand sowie das Versuchsprogramm in Analogie zu Peeters [91] und Maeck [73]. Der Autor nutzte piezoelektrische Beschleunigungssensoren und wählte für die Krafterregung einen elektrodynamischen Shaker. Der Sensorabstand betrug 5 cm. Hierfür verwendete er ein kabelgebundenes Sensorsystem und die Abtastrate betrug 2000 Hz. Für die Impulsanregung setzte Bungard [19] ausschließlich 14 Beschleunigungssensoren ein und positionierte diese in äquidistantem Abstand rechts und links entlang der Balkenlängsachse. Er konnte ebenfalls die hohe Sensitivität der ersten drei Eigenfrequenzen gegenüber einer zunehmenden Schädigung aufzeigen. Die Eigenformen wurden ausschließlich im Rahmen der krafterregten Messungen untersucht. Die Schätzung der modalen Parameter erfolgte mithilfe der Frequenzgangfunktion (FRF). Darüber hinaus untersuchte Bungard [19] Stahl- und Spannbetonplatten ($l \times b \times h$ = 6,40 m × 1,2 m × 0,15 m) unter Laborbedingungen. Hierbei wurde der Einfluss der gelenkigen Lagerung während den Schwingungsmessungen berücksichtigt. Die Platten wurden in 4-Punkt-Biegeversuchen sukzessive geschädigt. Der Auflagerabstand betrug 5 m. Das Hauptfeld der Platten wurde mit neun Beschleunigungssensoren in einem Abstand von jeweils 60 cm messtechnisch überwacht. Die Abtastrate wurde mit 1000 Hz gewählt. Neben den Auswirkungen der zunehmenden Rissbildung auf die erste Eigenfrequenz sowie die Dämpfungseigenschaften der Brücke, wurde der Einfluss von durchgeschnittenen Spanngliedern auf diese Parameter untersucht. Die Eigenformen der Platte wurden nicht analysiert.
Hanif et al. [48] untersuchten an einem gelenkig gelagerten Stahlbetonbalken ($l \times b \times h$ = 2,50 m × 0,15 m × 0,25 m) die Sensitivität der ersten vier Eigenfrequenzen hinsichtlich einer zunehmenden Rissbildung. Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen nutzten die Autoren zur Validierung der FE-Modellierung des Versuchsbalkens in Abaqus. In einem 4-Punkt-Biegeversuch belasteten die Autoren den Balken in 10 %-Schritten bis zur berechneten Versagenslast bei 110 kN. Ein Beschleunigungssensor wurde im Abstand von 1150 mm zum Auflager positioniert. An sechs Anregungspositionen im Abstand von 383,33 mm entlang der Balkenlängsachse (ausgenommen Feldmitte) wurde der Balken mit einem Impulshammer angeregt. Die ersten vier Eigenfrequenzen (f_1 =57,90 Hz bis f_4 =1090 Hz) zeigten eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen des FE-Modells. Die Autoren stellen eine höhere Sensitivität der Eigenfrequenzen gegenüber Biegerissen im Vergleich zu Schubrissen fest. Sie betonen die Sensitivität der Eigenfrequenzen zur Früherkennung von Schäden. Dagegen betrachten sie den Einsatz im Bereich des Versagens von Strukturen als kritisch, da die maximale prozentuale Abnahme der Eigenfrequenzen nach dem Versagen des Balkens lediglich bei 20 % lag.
Musiał [82] untersucht die Sensitivität der modalen Parameter von drei Stahlbetonbalken ($l \times b \times h$ = 3,30 m × 0,15 m × 0,25 m) unter Berücksichtigung drei unterschiedlicher Bewehrungsgrade (ρ_1 =0,65 %, ρ_2 =1,01 % und ρ_3 =1,38 %). Hierfür wurde ein verkabeltes Messsystem, bestehend aus elf Beschleunigungssensoren, verwendet, die in äquidistantem Abstand

angeordnet wurden. Die Balken waren während der Belastung gelenkig gelagert und wurden für die Erfassung der Antwortschwingungen an elastischen Seilen, in den Schwingungsknoten der ersten Eigenform, aufgehängt. Der Autor stellte fest, dass je höher der Bewehrungsgrad des Balkens, desto geringer ist die Frequenzabnahme bei Rissbildung. Die Auswirkungen auf die Dämpfungseigenschaften der Balken wurde ebenfalls untersucht. Die Eigenformen fanden keine Berücksichtigung.

Versuche hinsichtlich der Auswirkungen von Verstärkungssystemen auf die modalen Parameter führten Limongelli et al. [65] sowie Musiał et al. [83] durch. Die Entwicklung der ersten Eigenfrequenz in Abhängigkeit von vier verschiedenen Zuständen eines vorgespannten Stahlbetonbalkens (unverpresste Spannglieder) untersuchten Limongelli et al. [65]. Die Autoren analysierten die Auswirkungen einer reduzierten Spannkraft während und nach der Ausbildung von Rissen, die Auswirkungen einer Verstärkung durch ein zusätzliches Spannglied sowie das Verhalten des verstärkten Balkens bei weiterer Rissbildung. Hierfür wurde der auf Neoprenplatten gelenkig gelagerte Balken ($l \times b \times h = 8{,}00\,m \times 0{,}30\,m \times 0{,}6\,m$) in einem 3-Punkt-Biegeversuch sukzessive belastet. Das Schwingungsverhalten wurde mit acht Beschleunigungssensoren erfasst. Der Balken wurde durch einen Hammerimpuls angeregt und die Schätzung der ersten Eigenfrequenz erfolgte mit der FDD-Methode und SSI-Methode. Limongelli et al. [65] stellten eine hohe Sensitivität gegenüber der Rissbildung fest, jedoch keine hinsichtlich Spannkraftänderungen. Eine Ermittlung der Eigenformen des Versuchsbalkens erfolgte nicht.

Musiał et al. [83] untersuchten den Einfluss unterschiedlicher CFK-Lamellen-Verstärkungssysteme auf die erste Eigenfrequenz. Hierfür untersuchten sie sieben Stahlbetonbalken ($l \times b \times h = 3{,}30\,m \times 0{,}15\,m \times 0{,}25\,m$). Ein Balken im unverstärkten Zustand diente als Referenz. Jeweils zwei Balken wurden im ungerissenen bzw. gerissenen Zustand durch eine extern applizierte CFK-Lamelle verstärkt (Lamellenbreite 60 mm und 120 mm). Die restlichen zwei Versuchsbalken wurden im ungerissenen Zustand durch eine vorgespannte CFK-Lamelle verstärkt. Die Balken wurden sukzessive durch einen 3-Punkt-Biegeversuch belastet. Für die Erfassung des dynamischen Verhaltens wurden die Balken an elastischen Seilen aufgehängt und durch einen Impuls (Gummihammer) angeregt. Es wurde ein verkabeltes Messsystem bestehend aus 12 piezoelektrischen Beschleunigungssensoren in äquidistantem Abstand entlang der Längsachse der Balken positioniert. Die ersten vier Eigenfrequenzen lagen zwischen 89,5 Hz und 706 Hz. Die erste Eigenfrequenz, des im gerissenen Zustand verstärkten Balkens, zeigte bis zum Erreichen der Maximallast des unverstärkten Zustandes keine Änderungen auf. Danach kam es zu einem Anstieg der Frequenz proportional zur Verstärkungsintensität. Musiał et al. [83] begründen dies mit den größeren Verformungen in der Zugzone, die den Steifigkeitseintrag der CFK-Lamelle aktivieren. Bei hoher Belastung des Balkens kommt es zu einer Abnahme der ersten Eigenfrequenz durch Risse im Verankerungsbereich der CFK-Lamelle. Ein ähnliches Verhalten, wie der unverstärkte Stahlbetonbalken, zeigen die im gerissenen Zustand verstärkten Balken. Jedoch weisen diese höhere Eigenfrequenzen und einen kontinuierlichen langsameren Abfall der Eigenfrequenz bei Rissbildung auf. Die Entwicklung der ersten Eigenfrequenz der Balken mit vorgespannter CFK-Lamelle kann dagegen in drei Bereiche aufgeteilt werden. Vor dem Auftreten des ersten Risses kommt es zu keinen Änderungen der ersten Eigenfrequenz. Bis zu einer Belastung von 75 % bezogen auf die Maximallast des Balkens ist eine lineare

Abnahme zu beobachten. Daran anschließend nimmt die erste Eigenfrequenz rapide ab bis zum Versagen des Balkens. Tabelle 4.1 bietet eine Übersicht der wesentlichen Aspekte hinsichtlich der verwendeten Messkette und der Schätzung der modalen Parameter, der in der gesichteten Literatur vorgestellten Bauteilversuche.

Tabelle 4.1: Übersicht der wesentlichen Aspekte hinsichtlich der Messkette und der Schätzung der modalen Parameter der bisherigen Bauteilversuche

Quelle	Datenübertragung	Lagerungs-bedingungen	f_i	ϕ_i	Abtastrate	Sensorart	Sensorpositionierung
Peeters [91], Maeck [73]	kabelgebunden	frei –frei	✓	✓	5000 Hz	Beschleunigungs-sensoren	mehrfacher Messaufbau mit äquidistantem Sensor-abstand
Bungard [19]	kabelgebunden	frei –frei und gelenkig gelagert	✓	✓ [1]	2000 Hz	piezoelektrische Beschleunigungs-sensoren	äquidistanter Sensorab-stand
Hanif et al. [48]	kabelgebunden	gelenkig gelagert	✓	×	–	Beschleunigungs-sensor	1 Sensor
Musiał [82]	kabelgebunden	frei –frei	✓	×	–	Beschleunigungs-sensoren	äquidistanter Sensorab-stand
Limongelli et al. [65]	kabelgebunden	gelenkig gelagert	✓	×	–	Beschleunigungs-sensoren	äquidistanter Sensorab-stand
Musiał et al. [83]	kabelgebunden	frei –frei	✓	×	–	piezoelektrische Beschleunigungs-sensoren	äquidistanter Sensorab-stand

[1] ausschließlich bei Krafterregung

4.2 Bisherige In-situ-Messungen

In den vergangenen Jahren nimmt die Anzahl an Auswertungsansätzen mit probabilistischen Methoden zu. Hierbei versuchen die Forscher durch Nutzung von beispielsweise autoregressiven Modellen oder neuronalen Netzen anhand der Eigenfrequenzen Rückschlüsse auf den Zustand der Brücken zu schließen. Der Fokus dieser Arbeit liegt auf Verfahren mit physikalischem Hintergrund, sodass an dieser Stelle lediglich aus Gründen der Vollständigkeit auf die entsprechende Fachliteratur ([30, 40, 81]) verwiesen wird. Im Folgenden werden Messungen, deren Auswertung auf der Analyse der modalen Parameter beruhen, vorgestellt.
Der wohl bekannteste Langzeitmonitoringtest wurde von Peeters [91] und Maeck [73] an der *Z24*-Brücke in der Schweiz durchgeführt. Es handelte sich um eine dreifeldrige vorgespannte Hohlkastenbrücke mit einer Gesamtlänge von 60 m. Im Rahmen von progressiven Schädigungstests wurde der Einfluss von Stützensenkungen, Betonabplatzungen und Spanngliedversagen auf die modalen Parameter untersucht. Über ein Jahr wurde das Schwingungsverhalten der Brücke, bis zu ihrem Abriss, mit acht Beschleunigungssensoren beobachtet. Dabei wurde ein kabelgebundenes Messsystem verwendet. Die ersten sieben Moden zwischen 3,859 Hz und 18,99 Hz konnten erfasst werden und der Einfluss der Temperatur auf die Eigenfrequenzen

wurde untersucht. Die Eigenformen konnten aufgrund der geringen Anzahl an Sensoren während des Langzeitmonitorings nicht geschätzt werden.
Lynch et al. [71] stellen das schwingungsbasierte Monitoringsystem der *Geumdang* Brücke in Südkorea vor. Der 122 m lange dreifeldrige Abschnitt (38 m - 46 m - 38 m), ausgeführt als Spannbeton-Hohlkastenbrücke, wurde untersucht. Die ersten vier Eigenfrequenzen der Brücke liegen zwischen 3,1 Hz und 7,3 Hz. Es wurden zwei Sensorsysteme verglichen: (1) verkabelte piezoelektrische und (2) intelligente kabellos vernetzte kapazitive Beschleunigungssensoren. Die Abtastrate beider Systeme betrug 200 Hz. Unter ambienter Erregung wurden die vertikalen Beschleunigungen der Struktur mit insgesamt 14 Sensoren erfasst. Die Anordnung der Sensoren erfolgte beidseitig entlang der Längsachse der Brücke sowie pro Brückenfeld in äquidistanten Abständen. In den beiden Randfeldern wurde jeweils ein Sensor in Feldmitte positioniert. Im Hauptfeld wurden dagegen, pro Längsachse, drei Sensoren mit einem Abstand von jeweils 11,5 m angeordnet. Zusätzlich erfolgte die Montage von Beschleunigungssensoren in der Nähe der mittleren Brückenlager. Es wurden die vertikalen Beschleunigungen der Brücke erfasst. Die Autoren betonen die Herausforderung einer präzisen Zeitsynchronisation bei kabellosen Sensorsystemen. Mit der von ihnen gewählten Netzwerk-Zeit-Synchronisation können die Autoren den Synchronisationsfehler auf bis zu 5 ms begrenzen. Sie konnten die ersten vier Betriebsschwingungen der Brücke erfassen. Aufgrund der geringen Dämpfung und der gut separierten Eigenfrequenzen der Brücke gehen die Autoren davon aus, dass die Betriebsschwingungen von den Eigenformen dominiert werden und diese korrekt ermittelt werden konnten. Voraussetzung hierfür war eine breitbandige Erregung der Brücke. Sie erwähnen eine gute Übereinstimmung zwischen den geschätzten Betriebsschwingungsformen (kabelloses Messsystem) und den mit der FDD-Methode geschätzten Eigenformen, basierend auf den Daten des kabelgebundenen Systems.
Kim et al. [53] stellen das an der *Golden Gate Bridge* installierte kabellose Sensornetzwerk vor. Es wurden insgesamt 56 Beschleunigungssensoren entlang des Hauptfeldes mit einer Gesamtlänge von 1280 m installiert. Eine Synchronisationsgenauigkeit von 10 µs konnte erreicht werden. Dank dieser und einer hohen Abtastrate von 1000 Hz, trotz der niedrigen ersten Eigenfrequenz von 0,11 Hz, konnte die erste Biegeeigenform erfolgreich geschätzt werden. Jedoch weisen die Autoren auf Stabilitätsprobleme bei der Synchronisation hin, sodass die Messungen in regelmäßigen Abständen neu gestartet werden mussten.
Retze [100] untersucht eine dreifeldrige Verbundbrücke (24 m - 36 m - 24 m) im Zuge der Staatsstraße ST2062 zwischen Murnau und Kochel in Deutschland. Das statische und dynamische Verhalten der Brücke wurde überwacht. Neben Neigungssensoren an den Auflagern des Mittelfeldes wurde ein Tachymeter mit 14 Reflektoren entlang der Längsachse der Brücke, zur Erfassung des Verformungsverhaltens, eingesetzt. Die Messung des dynamischen Verhaltens erfolgte mithilfe von 26 seismischen Beschleunigungssensoren. Die Sensoren wurden beidseitig entlang der Längsachse der Brücke sowie pro Brückenfeld in äquidistanten Abständen angeordnet und mit Klebstoff befestigt. Die Synchronisation der Sensoren wurde durch eine kabelgebundene Messkette erreicht. Retze [100] untersuchte zum einen den Einfluss des inkonstanten Temperaturfeldes auf die Entwicklung der Eigenfrequenzen (s. Abschnitt 2.1.5) und zum anderen wurden progressive Schädigungstests an dieser Brücke durchgeführt. Es wurden Lagersetzungen an drei Stellen sowie das Versagen von Querträgern und Spanngliedern

untersucht. Aufgrund des relativ dichten Messrasters ist Retze [100] in der Lage neben den Eigenfrequenzen auch die Eigenformen zu ermitteln. Der Autor empfiehlt, bei einer geringeren Anzahl an zur Verfügung stehenden Sensoren, eine Anordnung dieser in Abhängigkeit der lokalen Extremstellen der superponierten Absolutwerte der Eigenformen. Auf diese Weise werden die Sensoren nicht in den Schwingungsknoten der Eigenformen positioniert. Jedoch werden hierbei keine Sensoren im Schwingungsbauch der ersten und dritten Eigenform angeordnet, da die Superposition mit der zweiten Eigenform zu einem lokalen Minimum führt. Diese Stützstellen der Eigenformen sind jedoch essenziell hinsichtlich einer Lokalisierung von Schädigungsprozessen, s. Abschnitt 3.4.5. Retze [100] ist in der Lage alle Schäden mithilfe der modalen Parameter festzustellen und zu lokalisieren. Die Quantifizierung der Schäden erfolgt anhand eines numerischen Modells. [100]
Magalh*ã*es [75] untersucht, im Rahmen von Langzeitmessungen, die 371 m lange *Infante D. Henrique* Brücke in Portugal. Hierfür werden vier kabelgebundene Beschleunigungssensoren mit einer Abtastrate von 50 Hz eingesetzt. Die ersten zwölf Moden der Brücke liegen zwischen 0,5 Hz und 4,5 Hz. Magalh*ã*es [75] positionierte aufgrund der geringen Anzahl von vier Beschleunigungssensoren diese entlang der halben Brückenlängsachse der *Infante D. Henrique* Brücke in Portugal. Er begründet dieses Vorgehen mit der Ausnutzung der Symmetrieeigenschaften der Brücke. Hinsichtlich einer zuverlässigen Schadensidentifikation ist dieses Vorgehen als kritisch zu betrachten, da Schädigungsprozesse lediglich in der mit Sensoren ausgestatteten Hälfte der Brücke lokalisiert werden können. Die Eigenfrequenzen sowie Eigenformen wurden mit der FDD- und CoV-SSI-Methode unter Ausnutzung der Symmetrie geschätzt. In erster Linie werden die Umwelteinflüsse auf die Eigenfrequenzen untersucht. Des Weiteren führt Magalh*ã*es [74] Schwingungsmessungen am *Millau Viaduct* in Frankreich, der größten Schrägseilbrücke der Welt mit einer Gesamtlänge von 2460 m, durch. Es wurde ein kabelloses Sensorsystem, bestehend aus vier triaxialen Forced-Balanced-Beschleunigungsaufnehmern, eingesetzt. Zwei der Sensoren dienten als Referenzsensoren und die restlichen beiden Sensoren wurden in 13 Messaufbauten als Bewegungssensoren zur Abtastung der restlichen 26 Messstellen genutzt. Die Abtastrate betrug 100 Hz. Die Synchronisation erfolgte über das GPS-Signal. Angaben hinsichtlich der erreichten Synchronisationsgenauigkeiten sind nicht zu finden. Pro Messaufbau erfolgte eine ambiente Messung für 16 Minuten. Vier Minuten wurden für das Versetzen der beiden Bewegungssensoren eingeplant. Dieses Messkonzept musste vor der Messung programmiert werden und konnte vor Ort nicht verändert werden. Die ersten 20 Moden lagen zwischen 0 Hz und 0,7 Hz. Magalh*ã*es [74] verglich die Zusammenführungsstrategien für mehrfache Messaufbauten in Kombination mit der OMA-Schätzmethode p-LSCF (*Poly-reference least squares complex frequency*-Methode) [98] und erreichte mit der PoGER-Methode die besten Ergebnisse. Die Eignung der Zusammenführungsstrategien untersuchte Magalh*ã*es [74] zusätzlich im Rahmen von ambienten Schwingungsmessungen an der *Humber* Brücke. Mit den Spannweiten von 280 m - 1410 m - 530 m ist diese die größte Hängebrücke im Vereinigten Königreich. Mithilfe von triaxialen Forced-Balanced-Beschleunigungssensoren und zwei Referenzsensoren sowie sechs Bewegungssensoren konnten die Eigenfrequenzen und Eigenformen der Brücke innerhalb von fünf Tagen erfolgreich geschätzt werden. 29 Messaufbauten mit jeweils vier Zeitfenstern mit je 895 s Signallänge wurden untersucht. Die Abtastrate betrug 100 Hz. Die Synchronisation der Sensoren erfolgte über externe GPS-Antennen. Die modalen

Parameter wurden mithilfe der CoV-SSI-Methode sowie der p-LSCF-Methode geschätzt. Die ersten 13 Biegeeigenformen zwischen 0 Hz und 1 Hz wurden untersucht.
Bungard [19] ordnet für die Langzeitüberwachung der zweifeldrigen (24 m - 13 m) *Useldange* Brücke in Luxemburg jeweils vier Beschleunigungssensoren pro Brückenfeld, beidseitig entlang der Brückenlängsachse, an. Es handelt sich um ein kabelgebundenes System. Die Abtastrate betrug 200 Hz. In Abhängigkeit der Temperatur wurde die Entwicklung der Eigenfrequenzen und Dämpfungseigenschaften der Brücke untersucht. Die Eigenformen wurden ausschließlich im Rahmen von krafterregten Messungen ermittelt, jedoch nicht im Rahmen der ambienten Schwingungsmessungen.
Li et al. [63] geben einen Überblick über SHM-Anwendungen im Festland China. Die Autoren stellen 82 Brücken mit SHM-Systemen vor. Jedoch weisen sie darauf hin, dass viele SHM-Systeme lediglich einzelne Werte erfassen können wie z.B. maximale Dehnungen, Verformungen und Spannungen und daher die Bezeichnung als SHM-System nicht gerechtfertigt ist. Sie betonen die weiterhin große Herausforderung einer ganzheitlichen Auswertung der an Bauwerken erfassten einzelnen Messdaten. Die sechsfeldrige *Shenyang Boguan* Bogenbrücke mit einer Gesamtlänge von 1113 m wurde mit 12 Beschleunigungssensoren am Brückenüberbau sowie 20 zusätzlichen Sensoren an den Hängern ausgestattet. Zusätzlich werden die Temperatur, die Dehnungen und die Windgeschwindigkeiten an der Brücke überwacht. Das Ziel dieses SHM-Systems ist die Erhöhung der Sicherheit, die frühzeitige Schadensidentifikation, die messtechnisch gestützte Zustandsbewertung sowie der Wissenszugewinn für das FE-Model-Updating. Die *Sutong Yangtze River* Schrägseilbrücke (300 m - 1088 m - 300 m) wurde ebenfalls mit einem kontinuierlichen SHM-System, welches neben der Temperatur die Verformungen, Dehnungen, Windgeschwindigkeiten sowie die Beschleunigungen des Überbaus erfasst, ausgestattet. Insgesamt wurden 32 Beschleunigungssensoren, links und rechts entlang der Längsachse der Brücke, installiert. Zwei Sensoren wurden jeweils in den Randfeldern (in einer Querachse) sowie zehn (in fünf Querachsen) im Hauptfeld montiert. Die Autoren sehen im Zusammenhang mit den 82 untersuchten SHM-Systemen drei erforderliche Verbesserungsansätze. Sie kritisieren in erster Linie die ineffiziente Sensoranordnung. Eine zu geringe Anzahl bzw. eine ungeeignete Positionierung der Sensoren führt zu fehlenden Informationen. Dagegen führt eine Überinstrumentierung der Bauwerke zu Problemen bei der zeitnahen Verarbeitung und Auswertung der Daten. Des Weiteren bemängeln Li et al. [63] die in der Praxis fehlenden effektiven Schadensidentifikationsverfahren. Die Autoren betonen die Herausforderung einer ganzheitlichen Auswertung der Vielzahl an unterschiedlich erfassten Messgrößen. Als letzten Punkt führen sie die Probleme bei der Eliminierung der Umwelteinflüsse und Betriebslasten auf die Messdaten an.
Die wesentlichen Aspekte hinsichtlich der Messkette und der Schätzung der modalen Parameter, der in der gesichteten Literatur vorgestellten In-situ-Messungen an Brückenüberbauten, sind in Tabelle 4.2 zusammengefasst.

Tabelle 4.2: Übersicht der wesentlichen Aspekte hinsichtlich der Messkette und der Schätzung der modalen Parameter, der in der gesichteten Literatur vorgestellten In-situ-Messungen

Quelle & Brücke	**Datenübertragung**	**ambiente Erregung**	f_i	ϕ_i	**Abtastrate & Signallänge**	**Sensorart & Synchronisation**	**Sensorpositionierung**
Peeters [91] und Maeck [73]: *Z24-Brücke*	kabelgebunden	✓	✓	×	–	Beschleunigungssensoren	acht Sensoren für die dreifeldrige vorgespannte Hohlkastenbrücke mit einer Gesamtlänge von 60 m
Lynch et al. [71] *Geumdang* Brücke	(1) kabelgebunden (2) kabellos	✓	✓	✓	200 Hz; –	(1) piezoelektrische Beschleunigungssensoren (2) kapazitive Beschleunigungssensoren; Netzwerk-Zeit-Synchronisation mit einer Synchronisationsgenauigkeit bis zu 5 ms	14 Sensoren in äquidistantem Abstand beidseitig entlang der 122 m langen dreifeldrigen Spannbeton-Hohlkastenbrücke
Kim et al. [53] *Golden Gate Bridge*	kabellos	✓	✓	✓	1000 Hz; –	Beschleunigungssensoren; Synchronisationsgenauigkeit von 10 µs (Stabilitätsprobleme)	56 Sensoren mit vermutlich äquidistantem Sensorabstand entlang des 1280 m langen Hauptfeldes
Retze [100] ST2062	kabelgebunden	–	✓	✓	–; –	seismische Beschleunigungssensoren	26 Sensoren mit äquidistantem Sensorabstand beidseitig entlang der 84 m langen dreifeldrigen Verbundbrücke
Magalh*ã*es [75] *Infante D. Henrique* Brücke	kabelgebunden	✓	✓	(✓)[1]	50 Hz; –	Beschleunigungssensoren	vier Sensoren entlang der halben Brückenlängsachse, Ausnutzung der Symmetrieeigenschaften
Magalh*ã*es [74] *Millau Viaduct*	kabellos	✓[2]	✓	✓	100 Hz; 16 min	Forced-Balanced-Beschleunigungssensoren; GPS-Signal (keine Angaben zur Synchronisationsgenauigkeit)	13 Messaufbauten mit zwei Referenzsensoren und zwei beweglichen Sensoren (Gesamtlänge der Schrägseilbrücke 2460 m)
Magalh*ã*es [74] *Humber* Brücke	kabellos	✓	✓	✓	100 Hz; 895 s	Forced-Balanced-Beschleunigungssensoren; externe GPS-Antennen (keine Angaben zur Synchronisationsgenauigkeit)	29 Messaufbauten mit zwei Referenzsensoren und sechs beweglichen Sensoren (Gesamtlänge der Hängebrücke 2220 m)
Bungard [19] *Useldange* Brücke	kabelgebunden	✓	✓	×	200 Hz; –	Beschleunigungssensoren	beidseitig jeweils zwei Sensoren pro Brückenfeld (24 m und 13 m) mit äquidistantem Sensorabstand
Li et al. [63] *Shenyang Boguan* Bogenbrücke	vermutlich kabelgebunden	✓	✓	–	–	12 Beschleunigungssensoren am Brückenüberbau	ein bis drei Sensoren pro Brückenfeld
Li et al. [63] *Sutong Yantze River* Schrägseilbrücke	vermutlich kabelgebunden	✓	✓	–	–	32 Beschleunigungssensoren davon 16 am Brückenüberbau	ein bis fünf Sensoren pro Brückenfeld mit äquidistantem Sensorabstand

[1] unter Ausnutzung der Symmetrieeigenschaften [2] ohne Verkehrslasten

4.3 Optimierungspotenziale der bisherigen Systeme

Bisher erreichten SHM-Systeme in der Praxis nicht die gewünschte Funktionalität. Ein Grund hierfür ist, dass die modalen Parameter, insbesondere die Eigenformen, nicht in ausreichender Qualität ermittelt werden konnten. Dies ist in erster Linie auf eine zu geringe Anzahl an installierten Sensoren zurückzuführen. Konventionelle SHM-Systeme basieren auf verkabelten Sensoren. Die Installation ist daher kosten- sowie arbeitsintensiv und lässt meist keine Installation von ausreichend vielen Sensoren zu [128]. Neben der eingeschränkten Skalierbarkeit (Anzahl der Sensoren) der kabelgebundenen Systeme aufgrund der unwirtschaftlichen Installation und der Kosten für die Kabel zählen die hohen Anschaffungskosten für die Instrumentierung sowie die Wartungsintensität zu den größten Nachteilen dieser Systeme [122]. Anhand der in der Literatur vorgestellten Laborversuche (Abschnitt 4.1) sowie In-situ-Messungen (Abschnitt 4.2) können die folgenden Optimierungspotenziale der bisherigen Systeme erarbeitet werden:

- Erzielung einer zuverlässigen und präziseren Schadenslokalisierung durch eine optimierte Sensorpositionierung
- Geeignete Kombination von Schadensidentifikationsverfahren zur Anwendung bei In-situ-Messungen und zur Vermeidung von Fehlalarmen
  - Berücksichtigung weiterer Parameter, zusätzlich zu den sensitiven Eigenfrequenzen
- Steigerung der Wirtschaftlichkeit
  - Kostengünstige Sensoren
  - Vermeidung von kabelgebundenen Systemen
  - Realisierung von Remote-Datenzugriffsmöglichkeiten

Für eine zuverlässige Schadensidentifikation ist ein dichtes Messraster und somit eine hohe Anzahl an Sensoren erforderlich. Aufgrund von wirtschaftlichen Aspekten wurden in den meisten SHM-Systemen zu wenige Sensoren verwendet ohne Berücksichtigung der relevanten Messpunkte hinsichtlich einer erfolgreichen und zuverlässigen modalbasierten Schadenslokalisierung. Darüber hinaus wurden hauptsächlich teure und empfindliche piezoelektrische bzw. Forced-Balanced-Beschleunigungssensoren eingesetzt, anstatt den kostengünstigen und robusten MEMS-Sensoren. Aufgrund der geringen Anzahl der eingesetzten Sensoren werden im Rahmen der meisten Langzeitmessungen ausschließlich die Eigenfrequenzen der Struktur überwacht. Diese weisen eine hohe Sensitivität gegenüber Temperaturschwankungen (s. Abschnitt 2.1.5) sowie den Betriebslasten auf, s. Abschnitte 3.4.4 und 3.4.6. Die Eigenformen sind dagegen nicht sensitiv gegenüber diesen Einflussfaktoren. Diese erfordern ein dichtes Messraster für eine sinnvolle Schätzung. Des Weiteren geht die Schätzung der Eigenformen einher mit höheren Anforderungen an die Messkette. Insbesondere die hochpräzise Synchronisation in Verbindung mit kabellosen Sensorsystemen stellt eine große Herausforderung dar, welche grundlegend über den Erfolg einer Messkampagne entscheidet, s. Abschnitt 2.3.3 und 3.4.3.

Eine geeignete Kombination an Schadensidentifikationsverfahren, die ausschließlich basierend auf Messdaten zuverlässige Ergebnisse liefern, fehlen ebenfalls. Viele SHM-Systeme wurden primär installiert, um Daten für die Erstellung und Optimierung von FE-Modellen zu erhalten. Dieser zusätzliche Arbeitsschritt kostet Zeit, sodass die Wirtschaftlichkeit des Systems negativ beeinflusst wird.

4.4 DiaBriS - Diagnostic Bridge System

Die im vorherigen Abschnitt aufgezeigten Optimierungspotenziale waren Grundlage für die Definition der Anforderungskriterien des zu entwickelnden modalbasierten Brückenmonitoringsystems **DiaBriS** - **Dia**gnostic **Bri**dge **S**ystem. Das Ziel ist die Überwachung des baulichen Zustands von Brückenstrukturen und die Ermöglichung einer Früherkennung von Schäden. Die Grundvoraussetzung ist die präzise Schätzung der modalen Parameter der Struktur. Insgesamt wurden acht Anforderungskriterien formuliert:

1) Kabelloses Messsystem und Remotezugriff auf Geräte und Daten für Fernwartung und Analyse
2) Hochpräzise Synchronisation
3) Einsatz von kostengünstigen MEMS-Beschleunigungssensoren
4) Zuverlässige deckungsgleiche Schätzung der modalen Parameter (Eigenfrequenzen und Eigenformen)
5) Objektive Schadensfeststellung und -lokalisierung ausschließlich basierend auf Messdaten und von ihnen abgeleiteten Parametern
6) Flexible Wahl der Anzahl der Sensoren (Skalierbarkeit des Messsystems)
7) Einfache Befestigung der Sensoren ohne Beschädigung bzw. Beeinträchtigung der Brückenstruktur
8) Hohe Flexibilität (Kurzzeit- und Langzeitmonitoring)

Dank der technologischen Fortschritte in der kabellosen Datenübertragungstechnik stellen SHM-Systeme, die auf einem kabellosen Sensornetz basieren, eine vielversprechende Alternative dar. Die Vorteile liegen in den geringeren Kosten, der Skalierbarkeit der Sensoranzahl, der Wiederverwendbarkeit von Sensoreinheiten sowie der Möglichkeit einer Echtzeit-Fernüberwachung des Schwingungsverhaltens von Strukturen [122]. Um die Skalierbarkeit und flexible Nutzung des Messsystems *DiaBriS* gewährleisten zu können, wurde ein kabelloses Sensornetz als Zielparameter definiert. Trotz der wesentlichen Vorteile der kabellosen Sensornetze, gehen diese Systeme einher mit neuen Herausforderungen. Da jeder Sensorknoten über einen eigenen unabhängigen Prozessor mit einer lokalen Uhr verfügt, kann es zu erheblichen Synchronisationsfehlern zwischen den Sensoren kommen. Diese Synchronisationsfehler beeinflussen

die Qualität der geschätzten Eigenformen und entscheiden über den Erfolg der Monitoringmaßnahme, s. Abschnitt 3.4.3. Für das zu entwickelnde Messsystem *DiaBriS* wurden neben einer hochpräzisen Synchronisation der Sensoren untereinander, eine hohe Empfindlichkeit der Sensoren bei geringem Geräuschpegel und einer hohen Auflösegenauigkeit als Zielparameter definiert. Zum Einsatz sollen kostengünstige MEMS-Beschleunigungssensoren kommen, deren Eignung in Abschnitt 5.3.1 überprüft wird. Das System besteht aus einer beliebigen Anzahl an einzelnen Messeinheiten, den Menhir-Geräten der Firma SEMEX-EngCon GmbH [110]. Die Menhir-Geräte enthalten den jeweiligen Sensor, den Akku für die Stromversorgung sowie die entsprechende Elektronik für die kabellose Datenübertragung in die firmeneigene Cloud. Von dort werden diese in einer relationalen Datenbank verwaltet. Abtastraten bis zu 4000 Hz können gewählt werden. Das Ziel ist die Entwicklung eines ganzheitlichen Konzeptes, das ausgehend vom jeweiligen Brückenbauwerk (1) alle Aspekte des Messkonzeptes (2) über die korrekte Durchführung der Schwingungsmessungen (3) und der anschließenden Signalverarbeitung sowie Schätzung der modalen Parameter mithilfe von OMA-Verfahren (4) beinhaltet. Dabei wird großer Wert auf die zuverlässige Evaluierung der Messdaten (5) gelegt. Die fünf Bereiche von *DiaBriS* sind in Abbildung 4.1 dargestellt.

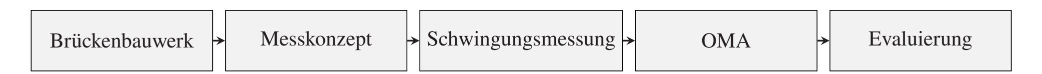


Abbildung 4.1: Ganzheitliches Konzept des entwickelten Messsystems *DiaBriS*

Durch die Analyse der Einflussfaktoren auf das Schwingungsverhalten der Struktur als auch derjenigen ausgehend von der Messkette, konnte ein zuverlässiges und robustes modalbasiertes Monitoring System entwickelt werden. Besonderes Augenmerk wurde auf die deckungsgleiche Schätzung der modalen Parameter gelegt. Die Grundvoraussetzung für ein zuverlässiges Monitoringsystem ist, dass die modalen Parameter eines Systems, mit unveränderten strukturellen Eigenschaften, unabhängig vom Messzeitpunkt deckungsgleich geschätzt werden können. Die Eignung des Systems *DiaBriS* wird in den folgenden beiden Kapiteln im Rahmen von Bauteilversuchen (s. Kapitel 5) und In-situ-Messungen an drei Brücken (s. Kapitel 6) aufgezeigt.

GPS-Synchronisation von DiaBriS

Aufgrund der hohen Relevanz der Synchronisation auf die Schätzung der Eigenformen bei kabellosen Systemen wird im Folgenden die Umsetzung der Synchronisation im Rahmen des entwickelten Messsystems *DiaBriS* aufgezeigt. Dies wurde von der Firma SEMEX-EngCon GmbH entwickelt, entsprechend der Definition der Anforderungskriterien gemäß den numerischen Untersuchungen der Autorin in Abschnitt 3.4.3. Das GPS (Global Positioning System)-Signal dient als Taktgeber für die Synchronisation der lokalen Oszillatoren der einzelnen Sensoren mit dem GPS-Zeitsignal. Die GPS-Zeit, als Taktgeber, weist eine Taktfrequenz von 16,384 MHz auf. Die Phase des lokalen Oszillators wird über ein Puls-pro-Sekunde-Signal (PPS-Signal) abgeglichen, sodass die lokale Taktfrequenz angepasst werden kann, bis die Phase mit dem GPS-Zeitsignal

übereinstimmt. Auf diese Weise kann eine maximale Synchronisation von einer halben Periode des Ursprungstaktes (16,384 MHz) erreicht werden [107, 108]. Aufgrund der Abtastrate können lediglich Abweichungen, die um mehr als einen halben Takt variieren, erfasst werden. Somit ergibt sich ein maximaler Synchronisationsfehler $max\Delta t$ von 0,122 µs:

$$max\Delta t = \frac{1}{0,5 \cdot 16,384 \cdot 10^6 Hz} = 1,22 \cdot 10^{-7} s = 0,122 \mu s \tag{4.1}$$

Die Vorteile einer GPS-Synchronisation sind der Erhalt eines exakten und synchronisierten Zeitstempels, zugehörig zu jedem erfassten Datensample. Darüber hinaus weist das GPS-Zeitsignal nahezu keinen Drift auf, dank der Langzeitstabilität der in den Satelliten enthaltenen Atomuhren. Deren mittlere Standardabweichung beträgt 10^{-14} [107, 108]. Größere Zeitdifferenzen können daher lediglich zu Beginn einer Messung auftreten, diese werden erkannt und synchronisiert, sobald die Signale von mindestens vier Satelliten empfangen werden. Der individuelle Drift der Atomuhren kann auf etwa 0,1 ns genau modelliert werden [107, 108]. Dank der Weiterentwicklung der Hardware wirken sich externe, passive GPS-Antennen unmerklich auf die Batterielaufzeit der einzelnen Sensorknoten aus. Sie ermöglichen eine kontinuierliche Synchronisation der lokalen Sensoren, sodass Langzeitmessungen und hohe Abtastraten realisiert werden können. Abhängig vom jeweiligen Anwendungsfall kann ein fehlender GPS-Empfang, z.B. in Innenräumen oder Hohlkästen von Brücken, problematisch sein. Im Rahmen von Monitoringmaßnahmen an Brücken ist jedoch, bei einer Sensorpositionierung auf beispielsweise den Kappen, von einem ausreichend guten und stabilen GPS-Empfang auszugehen.

5 Bauteilversuche

In diesem Kapitel werden die eigenen experimentellen Untersuchungen zur Sensitivität der modalen Parameter hinsichtlich einer zunehmenden Rissbildung sowie der Einfluss einer extern applizierten carbonfaserverstärkten Kunststofflamelle (CFK-Lamelle) auf die modalen Parameter analysiert. Darüber hinaus wird die Eignung der MEMS-Beschleunigungssensoren überprüft. Insgesamt wurden vier gelenkig gelagerte Einfeldträger aus Stahlbeton untersucht. Zunächst werden Besonderheiten im Zusammenhang mit der eingesetzten Messtechnik, ergänzend zu Abschnitt 2.3.1, aufgezeigt. Daraufhin werden die Ergebnisse der Vorversuche hinsichtlich der GPS-Synchronisation und erforderlichen Abtastrate vorgestellt. Das Versuchsprogramm der Bauteilversuche wird daran anschließend erläutert. Die Ergebnisse der unverstärkten Bauteilversuche sind in Abschnitt 5.3 und die der verstärkten in Abschnitt 5.4 dargestellt. Das Kapitel schließt mit einer Zusammenfassung der Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen. Die in diesem Kapitel vorgestellten Ergebnisse der Versuchsbalken *B02-v* und *B04-u* beruhen auf der Veröffentlichung [55] der Autorin. Hierbei kennzeichnet *u* den unverstärkten und *v* den verstärkten Zustand des Versuchsbalkens.

5.1 Messtechnik

Zur Überwachung des statischen Verhaltens wurden induktive Wegaufnehmer sowie Seilzüge verwendet. Die Überwachung der Entwicklung der Rissbreite erfolgte mit dem klassischen Risslineal. Zusätzlich zu diesen traditionellen Sensorsystemen wurde im Bereich der Lasteinleitung über eine Länge von 1,5 m die digitale Bildkorrelation zur Erfassung der Rissbreite eingesetzt. Mit einem faseroptischen Sensor konnte die Längsdehnung der CFK-Lamelle gemessen werden. Die in Abschnitt 2.3.1 vorgestellten MEMS-Beschleunigungssensoren erfassten das Schwingungsverhalten der Versuchsbalken. Zusätzlich wurde das Schwingungsverhalten des Versuchsbalkens *B04-u* mit dem Multipoint Vibrometer MPV-800 der Firma Polytec GmbH [96] gemessen. Im Folgenden werden die weniger populären Messtechniken der digitalen Bildkorrelation und die faseroptische Sensortechnologie vorgestellt.

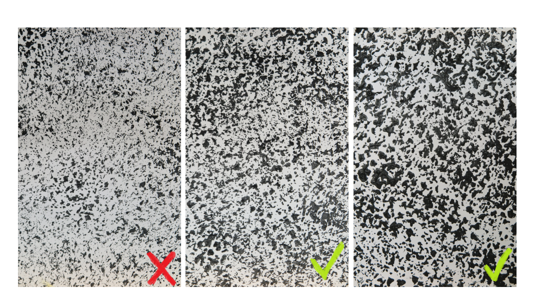
5.1.1 Digitale Bildkorrelation

Die digitale Bildkorrelation ist ein kamerabasiertes Verfahren zur berührungslosen Verformungsmessung. Die Haupteinsatzgebiete sind die Materialprüfung und Überwachung von Crashtests. Durch die Aufzeichnung von Bildern während der Verformung des Versuchsobjektes

mit digitalen Kameras, können die Verschiebungen und Verzerrungen des Oberflächenmusters der Probe gemessen werden. Die Probe muss hierfür ein kontrastreiches, stochastisches, nicht reflektierendes Muster aufweisen, sodass über Algorithmen zur Bildkorrelation das verschobene und verformte Muster im Bild erkannt werden kann. Als Referenzzustand wird in der Regel die Aufnahme der unverformten Probe gewählt. Aus den gemessenen Pixelkoordinaten des stochastischen Musters können die Verschiebungen und Dehnungen der Bauteiloberfläche mit hoher Präzision berechnet werden. Das Muster muss abhängig vom Messvolumen, der Kameraauflösung und der eingestellten Facettengröße gewählt werden. In der Praxis haben sich drei bis vier Kontrastpunkte pro Facette bewährt [42, 42, 115]. Voruntersuchungen zum Muster haben gezeigt, dass eine Grundierung mit weißer Farbe und das Auftupfen von schwarzen Punkten mit einer Musterbürste das beste Ergebnis liefert. Abbildung 5.1 links gibt einen Überblick über die getesteten Muster. Das linke Muster weist eine zu geringe Anzahl an Kontrastpunkten pro Facette auf. Das mittlere und rechte Muster erfüllte die Anforderungen und diente als Vorlage für die Vorbereitung der Versuchsbalken. Die gesamte Erfassung der Balkenoberfläche mit einer Länge von 6,5 m war, aufgrund der erforderlichen Auflösegenauigkeit zur korrekten Erfassung der Rissbreiten, nicht möglich. Für die Bauteilversuche wurde das System ARAMIS der Firma GOM GmbH [41] mit einem Messvolumen von 1500 mm × 1150 mm gewählt. Unter Verwendung des Stereokamerasystems zur 3D Messung mit 12 Megapixel und dem Objektiv Titanar 24 mm ergab sich eine Auflösung von:

$$\frac{1500mm}{4096px} = 0,3662\frac{mm}{px} \tag{5.1}$$

Unter Berücksichtigung der erreichten Kalibriergenauigkeiten an den einzelnen Versuchstagen ergaben sich Messabweichungen zwischen 9 µm und 16 µm. Eine Rissdetektion bei üblichen Rissbreiten von mehr als 0,1 mm war daher möglich [41, 42]. Abbildung 5.1 rechts zeigt das Stereokamerasystem ARAMIS der Firma GOM GmbH sowie das aufgebrachte, stochastische Messmuster des Versuchsbalkens *B03-u*.



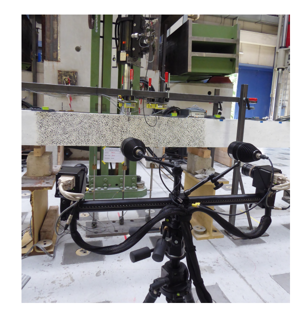


Abbildung 5.1: Untersuchte stochastische Muster für ein Messvolumen von 1500 mm × 1150 mm (links) und Stereokamerasystem ARAMIS der Firma GOM GmbH und stochastisches Messmuster Versuchsbalken *B03-u* (rechts)

5.1.2 Faseroptische Sensoren

Faseroptische Sensoren ermöglichen im Vergleich zu den klassischen Dehnungsmessstreifen eine quasi-kontinuierliche Dehnungsmessung entlang der Messfaser. Die Lokalisierung von Extremstellen (z.B. Rissen) ist ohne Vorkenntnis deren Lage möglich. Die zwei wichtigsten Messprinzipien in diesem Zusammenhang sind die Brillouin-Rückstreuung sowie die Rayleigh-Rückstreuung. Die Erstgenannte ermöglicht den Einsatz von sehr großen Faserlängen (mehrere Kilometer). Dies geht einher mit einer geringen Ortsauflösung von mehreren Zentimetern zwischen zwei Messpunkten. Dagegen ermöglicht die Rayleigh-Rückstreuung eine hohe Ortsauflösung bei geringeren Messlängen. Diese eignet sich zur Überwachung der Dehnungen in Bauteilversuchen. Ein faseroptischer Sensor besteht aus einem Glasfaserkern, der mit einem äußeren Mantel und einer Schutzschicht ummantelt ist. Der Durchmesser der Glasfaser beträgt ca. 9 µm. Das Messsystem besteht aus der Glasfaser, einer Laserlichtquelle sowie einem ortsauflösenden Reflektometer. Das Laserlicht wird durch die Messfaser und die Referenzfaser mit einer festen Länge geleitet. Mithilfe der Fourier-Transformation erfolgte die Zerlegung, des aus beiden Fasern überlagerten rückgestreuten Laserlichts, in seine Frequenzanteile. Durch die Änderung der Intensität des reflektierten Lichtstrahls, bezogen auf eine Referenzmessung, können Dehnungsänderungen, entlang der Messfaser, mit hoher Ortsauflösung erfasst werden [34, 37]. Im Rahmen der Bauteilversuche wurden die Geräte der Firma Luna (6100er Serie ODiSI 610x) und Fasern mit einer Länge von 10 m und einer Ortsauflösung von 0,65 mm verwendet. Die Messgrenze lag bei 12000$\mu\epsilon$ und das Messrauschen betrug zwischen 25$\mu\epsilon$ und 50$\mu\epsilon$. Abbildung 5.2 zeigt die extern applizierte CFK-Lamelle sowie den mit dem entsprechenden zweikomponentigen Epoxidharzklebstoff fixierten, faseroptischen Sensor am Beispiel des Versuchsbalkens *B03-v*.



Abbildung 5.2: Extern applizierte CFK-Lamelle mit aufgeklebtem faseroptischem Sensor Versuchsbalken *B03-v*

5.1.3 Vorversuche zur GPS-Synchronisation und Abtastrate

Im Rahmen von Vorversuchen mit insgesamt fünf MEMS-Beschleunigungssensoren sollte messtechnisch die Umsetzung der GPS-Synchronisation innerhalb der Versuchshalle der Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (MPA) Karlsruhe sowie die erforderliche Abtastrate ermittelt werden. Eine Versuchsreihe im Jahr 2018 [57] belegte die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen zum Einfluss der Synchronisation auf die geschätzten Eigenformen. Die damals verwendete Netzwerksynchronisation reichte für die Erfassung der Eigenformen, bei Eigenfrequenzen bis zu 100 Hz, nicht aus, s. Abbildung 3.3. Einer dieser Versuchsbalken wurde für die Durchführung der Vorversuche genutzt. Abbildung 5.3 links zeigt den Versuchsstand. Fünf MEMS-Beschleunigungssensoren wurden in äquidistanten Abständen entlang der Balkenlängsachse angeordnet. Die Schwingungsamplituden an den Auflagern wurden mit Null angenommen. Aufgrund des instabilen GPS-Empfangs innerhalb der Versuchshalle, wurde eine GPS-Antenne außerhalb der Halle positioniert, s. Abbildung 5.3 mitte. Das GPS-Signal wurde über eine Kabelverbindung an die Menhir-Geräte am Versuchsbalken weitergeleitet, sodass die lokalen Uhren synchronisiert werden konnten. Zusätzlich wurde die Größe des Gummihammers für die Impulsanregung untersucht, s. Abbildung 5.3 rechts. Die Versuchsreihe im Jahr 2018 [57] zeigte, dass eine zu große Impulsanregung sich negativ auf die Schätzung der modalen Parameter auswirkt. Darüber hinaus muss verhindert werden, dass die Schwingungsamplituden den Messbereich der MEMS-Beschleunigungssensoren ($\pm 2g$) übersteigt. Der kleinere Gummihammer hat sich als die geeignetere Wahl erwiesen.





Abbildung 5.3: Versuchsstand für die Vorversuche (links), außerhalb der MPA Karlsruhe positionierte GPS-Antenne (mitte) und untersuchte Gummihammer für die Impulsanregung des Balkens (rechts)

Weiterhin wurde die erforderliche Abtastrate für eine deckungsgleiche und präzise Schätzung der ersten drei Eigenformen ermittelt. Grundsätzlich ist eine Abwägung zwischen einer hochauflösenden Abtastung und der damit einhergehenden Datenmenge zu treffen. Es wurden drei Abtastraten untersucht: 1000 Hz, 2000 Hz und 4000 Hz. Unter Berücksichtigung des Nyquist-Shannon-Abtasttheorems (Gl. 2.59) und des Übergangsbereiches von Antialiasingfiltern ergibt

sich eine minimal erforderliche Abtastrate von $f_{s,min}$ für eine maximal zu erfassende Frequenz von 100 Hz:

$$f_{s,min} = 1,2 \cdot 2 \cdot f_{max} = 1,2 \cdot 2 \cdot 100\,\text{Hz} = 240\,\text{Hz} \tag{5.2}$$

Abbildung 5.4 zeigt die mit der FDD-Methode geschätzte erste Eigenform für 18 Impulsanregungen in Abhängigkeit der drei untersuchten Abtastraten. Die erste Eigenform zeigt für alle drei Abtastraten keine Peaks und keine Amplitudenstreuungen auf. Daher kann von einer erfolgreichen Synchronisation, durch die außerhalb platzierte GPS-Antenne sowie einer ausreichend hoch gewählten Abtastrate, ausgegangen werden. Betrachtet man dagegen die Ergebnisse für die dritte Eigenform (s. Abbildung 5.5), sind signifikante Amplitudenstreuungen bei den Abtastraten 1000 Hz und 2000 Hz zu sehen. Lediglich eine Abtastrate von 4000 Hz ermöglicht die deckungsgleiche Schätzung der dritten Eigenform für alle 18 Impulsanregungen. Die Ergebnisse zeigen, dass bei realen Messungen eine vielfach höhere, im Vergleich zu der in Gleichung 5.2 hergeleiteten Abtastrate, erforderlich ist. Aus diesem Grund betrug die Abtastrate für die Bauteilversuche 4000 Hz.

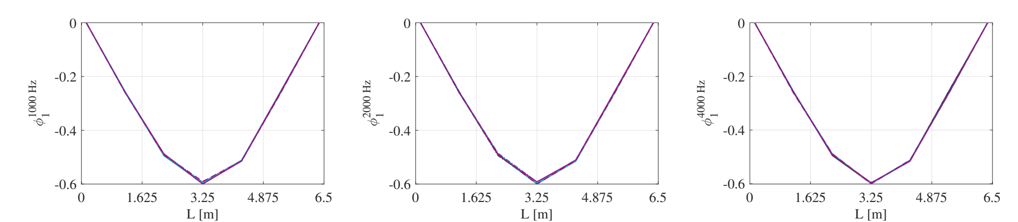


Abbildung 5.4: Streuungen der geschätzten ersten Eigenform bei 18 Impulsanregungen und einer Abtastrate von 1000 Hz (links), 2000 Hz (mitte) und 4000 Hz (rechts)

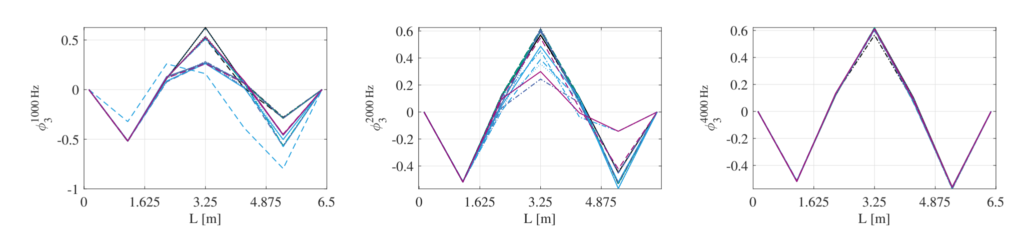


Abbildung 5.5: Streuungen der geschätzten dritten Eigenform bei 18 Impulsanregungen und einer Abtastrate von 1000 Hz (links), 2000 Hz (mitte) und 4000 Hz (rechts)

5.2 Überblick über das Versuchsprogramm

Im Folgenden wird ein Überblick über das Versuchsprogramm gegeben. Zunächst wird die Dimensionierung der Versuchsbalken aufgezeigt. Daran anschließend wird der Versuchsaufbau sowie die Versuchsdurchführung vorgestellt. Dies erfolgte unter Berücksichtigung der

Erkenntnisse aus der in der Literatur vorgestellten Laborversuche in Abschnitt 4.1. Das Hauptaugenmerk lag auf der Wahl eines für die Praxis relevanten Frequenzbereiches, der Berücksichtigung der tatsächlichen Lagerungsbedingungen während den Schwingungsmessungen sowie der Erfassung der Eigenformen mit einem möglichst feinen Messraster. Des Weiteren sollten keine krafterregten (*input-output*) Messungen (EMA), sondern ausschließlich ambiente (*output-only*) Messungen (OMA), entsprechend den In-situ-Messungen an Brücken, durchgeführt werden.

5.2.1 Dimensionierung der Versuchsbalken

Das Ziel der Bauteilversuche ist die Übertragbarkeit der Ergebnisse aus den numerischen Untersuchungen in Kapitel 3 auf Stahlbetonbauteile. Insgesamt wurden vier Stahlbetonbalken mit den geometrischen Abmessungen $l \times b \times h = 6{,}5\,m \times 0{,}2\,m \times 0{,}3\,m$ untersucht. Die Dimensionierung der Versuchsbalken erfolgte in Abhängigkeit des gewünschten Frequenzbereiches. Es sollten die ersten drei Moden für die modalbasierte Schadensanalyse herangezogen werden. Die Eigenfrequenzen von Brücken liegen größtenteils unterhalb von 40 Hz. Für die Erzielung praxisrelevanter Ergebnisse sollte die erste Eigenfrequenz unter 15 Hz liegen und die dritte Eigenfrequenz nicht höher als 100 Hz. Die Bewehrungsführung (Längsbewehrung oben und unten $3\ \varnothing = 14$ mm, Querkraftbewehrung $\varnothing = 8$ mm, $e = 20$ mm) wurde für alle Versuchsbalken identisch gewählt. Die Bewehrungsskizze ist in Abbildung A.11 im Anhang zu sehen. Betonstabstahl des Typs B500A wurde eingesetzt. Ein Querkraftversagen konnte, durch eine enge Verbügelung im Auflagerbereich, ausgeschlossen werden. Es wurde ein Beton der Festigkeitsklasse C30/37 gewählt, sodass rechnerisch der Versuchsbalken unter reinem Eigengewicht im ungerissenen Zustand verbleibt. Die angestrebte Versagensart der Versuchsbalken war das Fließen der Bewehrung mit anschließendem Versagen der Betondruckzone.

5.2.2 Versuchsaufbau

Abbildung 5.6 gibt eine Übersicht über die vier Versuchsbalken und der eingesetzten Messtechnik. Die unverstärkten (*-u*) Versuchsbalken sind links dargestellt, die verstärkten (*-v*) sind rechts zu sehen. Während des gesamten Versuchsprogramms wurden die Versuchsbalken auf Stahlrollen gelenkig gelagert, s. Abbildung 5.7 links. Der Versuchsbalken *B01-u* wurde in einem exzentrischen 3-Punkt-Biegeversuch im Abstand von 1,65 m vom linken Auflager belastet. Die Balken *B02-u* und *B03-u* wurden zentrisch in einem 4-Punkt-Biegeversuch sukzessive geschädigt. Die Lasteinleitung erfolgte hierbei über einen Lastverteilungsträger mit einem Lasteinleitungsabstand von jeweils 300 mm rechts und links von der Balkenmitte. Der vierte Versuchsbalken *B04-u* wurde in einem zentrischen 3-Punkt-Biegeversuch belastet. Abbildung 5.8 gibt eine Übersicht, über die Lasteinleitungskonstruktionen für die 3-Punkt- (links) und 4-Punkt-Biegeversuche (rechts). Die Anregungspositionen *Pos1* bis *Pos3* wurden in den Schwingungsbäuchen der ersten bis dritten Eigenform gewählt, s. Abbildung 5.6.

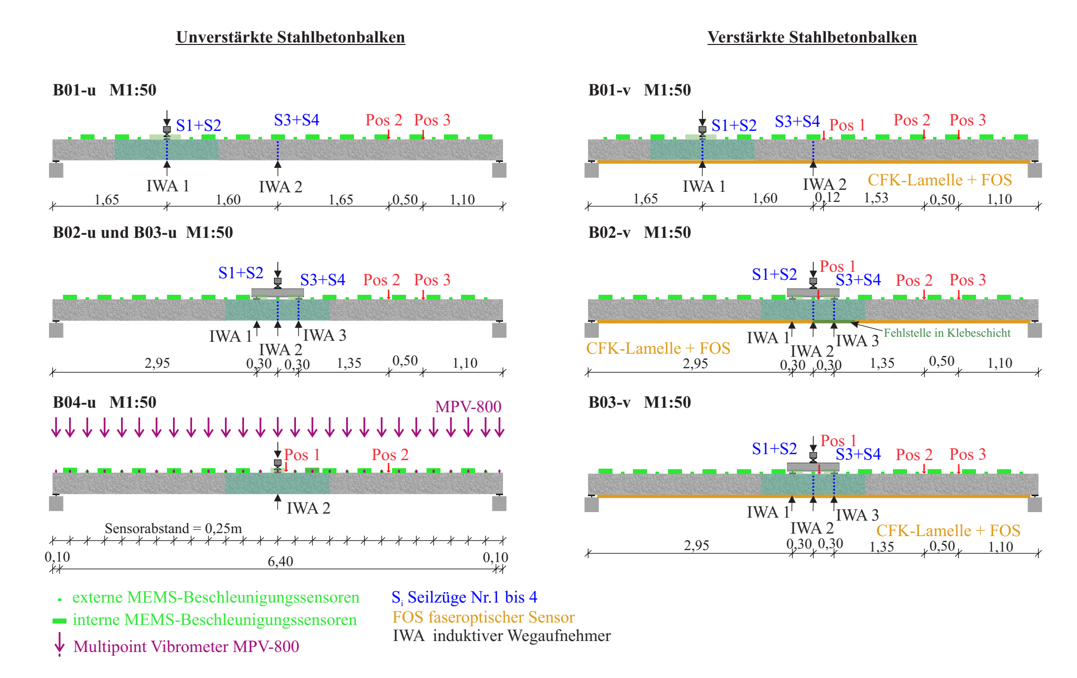


Abbildung 5.6: Übersicht Belastungskonzept, Versuchsstand und eingesetzte Messtechnik der Bauteilversuche an vier Stahlbetonbalken [55]



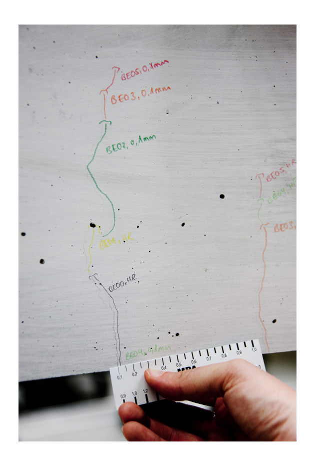
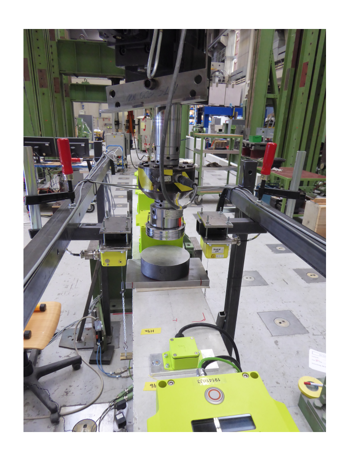


Abbildung 5.7: Gelenkige Lagerung auf Stahlrollen (links) und Dokumentation der Entwicklung der Rissbildung mithilfe des klassischen Risslineals (rechts)



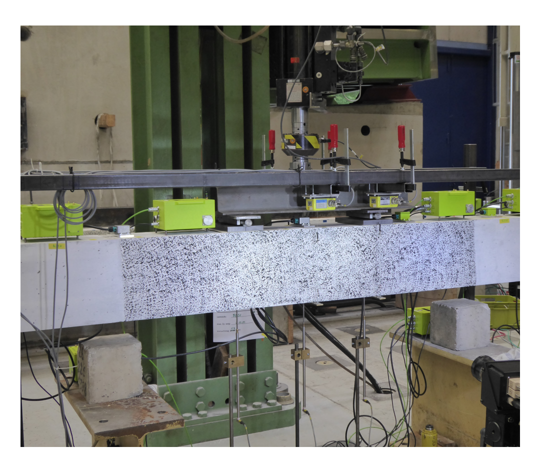


Abbildung 5.8: Lasteinleitung 3-Punkt-Biegeversuch *B01-u* (links) und 4-Punkt-Biegeversuch *B02-u* (rechts)

5.2.3 Versuchsdurchführung

Für die Sensitivitätsuntersuchung der modalen Parameter gegenüber strukturellen Steifigkeitsänderungen, aufgrund einer zunehmenden Rissbildung, wurden die Versuchsbalken stufenweise durch einen weggesteuerten Kraftzylinder mit einer Kapazität von 250 kN belastet. Nach jeder Belastungsstufe wurde das Schwingungsverhalten des Versuchsbalkens erfasst. Abbildung 5.9 links zeigt das Ablaufdiagramm des Versuchsprogramms. Die Durchbiegungen des Balkens wurden mithilfe von induktiven Wegaufnehmern (IWA 1 bis IWA 3) sowie Seilzügen (S1 bis S4) in der Balkenmitte und an den Lasteinleitungspunkten mit einer Abtastrate von 20 Hz überwacht, s. Abbildung 5.6 und 5.8 rechts. Im belasteten Zustand erfolgte die Dokumentation des Rissbildes durch den Einsatz klassischer Risslineale, s. Abbildung 5.7 rechts. Während der Be- und Entlastung wurden die Verformungen des Balkens mithilfe des optischen Messsystems ARAMIS im Bereich der Lasteinleitung über eine Länge von 1,5 m (s. Abbildung 5.6 grüner Bereich) mit einer Abtastrate von 1 Hz dokumentiert. Dies ermöglicht die Berechnung der zeitlichen Entwicklung der Rissbreiten. Im Rahmen dieser Bauteilversuche wird jegliche Steifigkeitsänderung infolge einer Rissbildung als Schädigung betrachtet. Bereits feinste Risse (Rissbreite < 0,1 mm) werden daher als Schaden angesehen.
Die Versuchsbalken *B01-u* bis *B03-u* wurden zunächst stufenweise bis zu einer maximalen Durchbiegung in Feldmitte von 30 mm und einer maximalen Rissbreite im ausgelenkten Zustand von ≈0,25 mm belastet. Der Versuchsbalken *B04-u* wurde unverstärkt in 16 Belastungsstufen bis zum Versagen der Betondruckzone belastet. Der Versuchsstand des Stahlbetonbalkens *B04-u* ist in Abbildung 5.9 rechts zu sehen. Die Belastungsstufen der Versuchsbalken *B02-u* und *B03-u* entsprechen den ersten elf Belastungsstufen des Versuchsbalkens *B04-u*. Zur Untersuchung des Einflusses des extern applizierten CFK-Lamellen-Verstärkungssystems [109] auf die modalen Parameter, erfolgte die Verstärkung der Versuchsbalken *B01-u*, *B02-u* und *B03-u* nach Einbringen der Vorschädigung. Anschließend fand eine stufenweise Belastung bis zum Versagen statt.

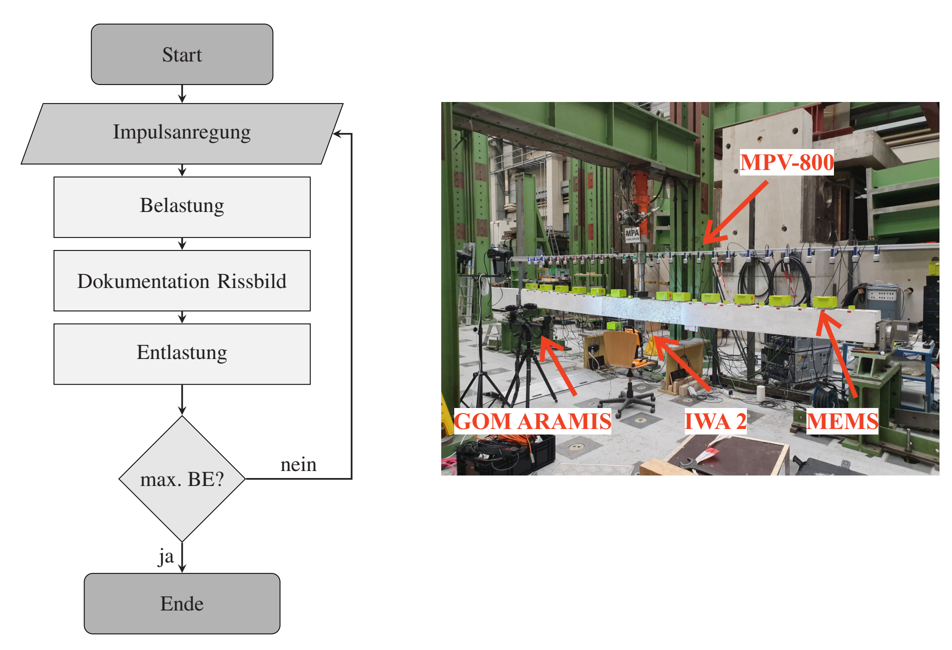


Abbildung 5.9: Ablaufdiagramm des Versuchsprogramms der Laborversuche [55] (links) und Versuchsstand mit Messtechnik *B04-u* [55] (rechts)

Bei *B02-v* wurde eine Fehlstelle in der Klebeschicht der Lamelle über eine Länge von 600 mm ausgehend von der Balkenmitte in Richtung des rechten Auflagers eingebaut, s. Abbildung 5.6. Die Erfassung der Längsdehnung der Lamelle erfolgte durch einen faseroptischen Sensor mit einer Abtastrate von 12,5 Hz und einer Ortsauflösung von 0,65 mm.
Vor der ersten Belastungsstufe sowie nach jeder weiteren Be- und Entlastung wird der jeweilige Versuchsbalken mit jeweils 20 Impulsanregungen pro Anregungsposition (*Pos1* bis *Pos3* in Abbildung 5.6) mit einem Gummihammer angeregt. Diese Anregungspositionen befinden sich in den Schwingungsbäuchen der ersten (*Pos1*) bis dritten (*Pos3*) Eigenform. Die Antwortschwingungen des Balkens erfassten 25 MEMS-Beschleunigungssensoren, die in den Menhir-Geräten der Firma SEMEX-EngCon GmbH [110] integriert waren. Aufgrund des dichten Messrasters (25 cm Sensorabstand) kamen die 6-Kanal-Menhir-Geräte zum Einsatz. Pro Menhir-Gerät (interne MEMS-Beschleunigungssensoren), welches neben dem triaxialen MEMS-Beschleunigungssensor die Übertragungselektronik beinhaltet, wurde ein triaxialer externer MEMS-Beschleunigungssensor angeschlossen, s. Abbildung 5.6. Abbildung 5.10 links zeigt die Montage der MEMS-Sensoren auf dem Versuchsbalken *B04-u* während den Impulsanregungen. Die kleinen grünen Gehäuse beinhalten die externen Sensoren, die über zwei Schrauben fest auf der Oberfläche des Versuchsbalkens montiert wurden. Die großen Gehäuse sind die Menhir-Geräte mitsamt der Übertragungselektronik. Diese wurden über eine Dreibeinkonstruktion horizontal auf der Balkenoberfläche positioniert. Dank dem Eigengewicht von 4,5 kg waren keine zusätzlichen Vorkehrungen für die Positionssicherung erforderlich. Das zusätzliche Gewicht auf den Versuchsbalken bedurfte keiner Berücksichtigung bei der Schätzung

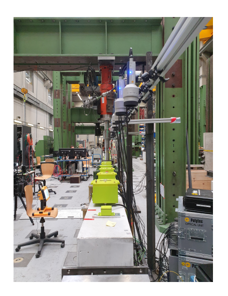
der modalen Parameter, da es während allen Belastungsstufen konstant war. Die Daten des externen Sensors wurden über eine Kabelverbindung an das Menhir-Gerät weitergeleitet und von dort über eine Ethernetverbindung in die Cloud übertragen. Im Rahmen der Balkenversuche wurde die kabelgebundene Variante gewählt, um eine sichere und schnelle Datenübertragung trotz einer sehr hohen Abtastrate von 4000 Hz zu gewährleisten, s. Abschnitt 5.1.3. Während der Be- und Entlastungsphase musste das Menhir-Gerät am Lasteinleitungspunkt entfernt werden, sodass die Zylinderkraft in den Balken eingeleitet werden konnte. Abbildung 5.10 rechts zeigt den Kraftzylinder sowie die Lastverteilungsplatte für den Versuchsbalken *B04-u*. Der I-Träger diente zur Reduzierung des erforderlichen Zylinderweges.





Abbildung 5.10: Position der Menhir-Geräte sowie der angeschlossenen externen Sensoren während der Impulsanregung (links) und Versuchsstand während Be- und Entlastungsphase *B04-u* (rechts)

Der Versuchsbalken *B04-u* wurde zusätzlich mit dem MPV-800 der Firma Polytec GmbH [96] an 27 Messpunkten überwacht, s. Abbildung 5.6. Der MPV-800 kann in die berührungslose optische Messtechnik eingeordnet werden, s. Abschnitt 2.3.1. Die 27 einzelnen Sensorköpfe mussten an einer vom Versuchsstand entkoppelten Bosch-Profil-Konstruktion im Abstand von 50 cm senkrecht über der Balkenoberseite montiert werden, s. Abbildung 5.10. Die Messachse der MPV-800 Sensorköpfe wurde parallel zu den MEMS-Beschleunigungssensoren im Abstand von circa 0,5 cm, bezogen auf die Außenkante des Balkens, gewählt. Für die bessere Reflexion des Laserlichts wurde fluoreszierendes Klebeband an der Balkenoberfläche angebracht. Abbildung 5.11 links zeigt die Messachse des MPV-800 und der MEMS-Beschleunigungssensoren. Eine Nahaufnahme des Messpunktes des MPV-800 und dem fluoreszierenden Klebeband am Messpunkt ist in Abbildung 5.11 rechts zu sehen.



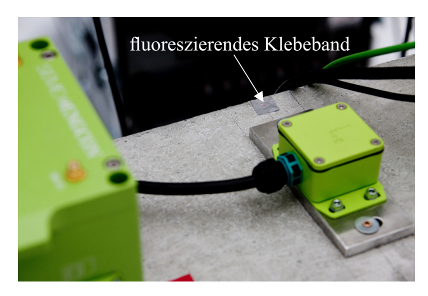


Abbildung 5.11: Messachse des MPV-800 (links) und fluoreszierendes Klebeband für das Laserlicht des MPV-800 (rechts)

Insgesamt wurden 21 Impulsanregungen pro Anregungsposition und Belastungsstufe beim Versuchsbalken *B04-u* durchgeführt. Die Abtastrate der MEMS-Beschleunigungssensoren wurde konstant mit 4000 Hz eingestellt. Die Abtastrate des MPV-800 betrug für die ersten zehn Impulsanregungen ebenfalls 4000 Hz. Zusätzlich wurden für jeweils fünf Impulsanregungen die Abtastrate zu 2000 Hz und 8000 Hz gewählt. Diese 20 Messungen erfolgten im Zeitbereich. Die 21. Messung pro Anregungsposition und Belastungsstufe wurde beim MPV-800 im Frequenzbereich durchgeführt, sodass vor Ort die Entwicklung der Eigenfrequenzen nachvollzogen werden konnte.
Die Signallänge wurde zunächst mit 4 s bei den Versuchsbalken *B01-u* bis *B03-u* gewählt. Nach den ersten Auswertungen stellte sich heraus, dass die Signallänge zu kurz gewählt wurde, um die Änderungen der, mithilfe der FDD-Methode geschätzten, ersten Eigenfrequenz nachvollziehen zu können. Daher betrug die Signallänge für die Versuchsbalken *B04-u* und *B01-v* bis *B03-v* 15 s pro Impulsanregung. Vor der Schätzung der modalen Parameter wurden die Zeitsignale durch eine Trendbereinigung und Hoch- und Tiefpassfilter aufbereitet (Butterworth-Filter 4. Ordnung mit Cut-Off-Frequenzen von 5 Hz und 125 Hz). Tabelle 5.1 gibt einen Überblick über die Versuchsbalken, die Prüfreihenfolge, die Anzahl untersuchter Belastungsstufen (BE), die Abtastrate sowie die Signallänge.

Tabelle 5.1: Übersicht des Versuchsprogramms

Versuchs-balken	**Anzahl Tage nach Betonage**	**Anzahl BE**	**Abtastrate**	**Signallänge**
B02-u	76	12	4000 Hz	4 s
B03-u	78	11	4000 Hz	4 s
B01-u	83	11	4000 Hz	4 s
B04-u	112 und 113	16	MEMS: 4000 Hz MPV: 2000 Hz, 4000 Hz und 8000 Hz	15 s
B02-v	122	5	4000 Hz	15 s
B03-v	126	4	4000 Hz	15 s
B01-v	129	4	4000 Hz	15 s

5.2.4 Materialuntersuchungen: Mechanische Eigenschaften des Betons

Der erste Versuchstag wurde 76 Tage nach der Betonage durchgeführt, sodass davon ausgegangen werden konnte, dass Schwindprozesse zu Beginn der Versuchsreihe weitestgehend abgeschlossen waren und es zu keinen weiteren Schwindrissen während eines Versuchstages kam. Die Bauteilversuche erstreckten sich über einen Zeitraum von 53 Tagen, währenddessen in regelmäßigen Abständen Materialprüfungen des Betons durchgeführt wurden. Geprüft wurden die Würfel- und Zylinderdruckfestigkeit, die Spaltzugfestigkeit sowie der E-Modul des Betons.

Die gewünschte Mindestzugfestigkeit des Betons betrug 3,2 N/mm^2, sodass der Versuchsbalken unter reinem Eigengewicht und dem zusätzlichen Gewicht der Sensoren im ungerissenen Zustand verbleibt. Die Materialprüfung der Spaltzugfestigkeit ermöglichte die Berechnung der einaxialen Zugfestigkeit. Diese betrug im Versuchszeitraum zwischen 1,80 N/mm^2 und 2,35 N/mm^2. Es ist anzunehmen, dass sich die Versuchsbalken von Beginn an im gerissenen Zustand befanden. Bei den Versuchsbalken *B03-u* sowie *B04-u* wurden beispielsweise vor der ersten Belastungsstufe *BE01* Risse mit einer Rissbreite <0,1 mm detektiert, s. Abbildung A.20 und Abbildung A.24. Der mittlere E-Modul betrug 31 586 N/mm^2. Die Ergebnisse der Materialprüfungen sind im Anhang in Tabelle A.15 dargestellt.

5.3 Unverstärkte Stahlbetonbalken

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Bauteilversuche an den unverstärkten Stahlbetonbalken vorgestellt, beginnend mit dem Versuchsbalken *B04-u*. Hierbei wurde neben der Sensitivität der modalen Parameter, die Eignung der MEMS-Sensoren durch Vergleichsmessungen mit dem MPV-800 der Firma Polytec GmbH untersucht. Anschließend werden die Ergebnisse für die drei Versuchsbalken *B01-u* bis *B03-u* vorgestellt.

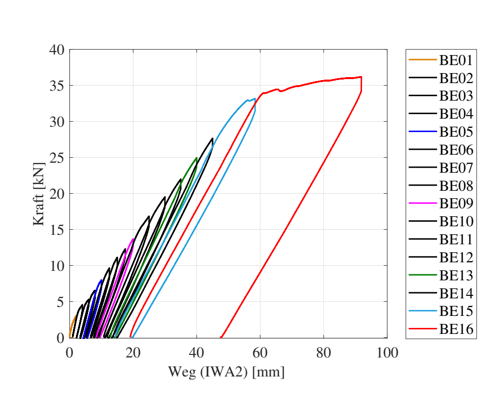
5.3.1 Ergebnisse Versuchsbalken *B04-u*

Der Versuchsbalken *B04-u* wurde in 16 Belastungsstufen sukzessive bis zum Versagen der Druckzone be- und entlastet. Zunächst wird das statische Bauteilverhalten (Verformung und Rissbreite) bei zunehmender Belastung aufgezeigt. Daran anschließend werden die beiden Sensorarten MEMS und MPV-800 [96] miteinander verglichen und die Vor- und Nachteile dargelegt. Anschließend werden die Ergebnisse der modalbasierten Schadensanalyse diskutiert.

Statisches Bauteilverhalten

Als Schädigungsmaß wird die zunehmende Rissbildung und die damit verbundene Steifigkeitsreduktion des Gesamtsystems herangezogen. Im Folgenden wird das Verformungsverhalten des Balkens sowie die Entwicklung der Rissbreiten in Bezug zur Belastungsstufe aufgezeigt. Abbildung 5.12 links zeigt das Kraft-Weg-Diagramm. Die Belastung mit dem Kraftzylinder wurde weggesteuert in Abhängigkeit der Verformung in Balkenmitte (IWA 2) aufgebracht. Tabelle A.19 im Anhang gibt die gewählten maximalen Verformungen des IWA 2, die maximale gemessene Rissbreite, die aufgebrachte Zylinderkraft sowie die Belastungsgeschwindigkeit pro Belastungsstufe an. Rissbreiten kleiner 0,1 mm werden nicht explizit angegeben. Feinste Risse (<0,1 mm) treten ab der ersten Belastungsstufe *BE01* auf. In Belastungsstufe *BE05* überschreitet die maximale Rissbreite erstmalig 0,1 mm. Mit Belastungsstufe *BE09* wird zum ersten Mal eine Rissbreite von 0,2 mm und mit der *BE13* eine Rissbreite von 0,3 mm erreicht. *BE15* endet mit Beginn des Fließens der Längsbewehrung. Die maximale Rissbreite übersteigt mit 0,63 mm

die maximal zulässige Rissbreite im GZG von 0,4 mm bei Stahlbetonbauteilen. In der *BE16* kommt es zum Versagen der Betondruckzone. Die genannten Belastungsstufen sind farblich in Abbildung 5.12 links gekennzeichnet. Das mit ARAMIS erfasste Rissbild ist in Abbildung 5.12 rechts für die genannten Belastungsstufen dargestellt. Das gesamte Rissbild des Versuchsbalkens *B04-u* ist in den Abbildungen A.24 bis A.28 im Anhang zu sehen.



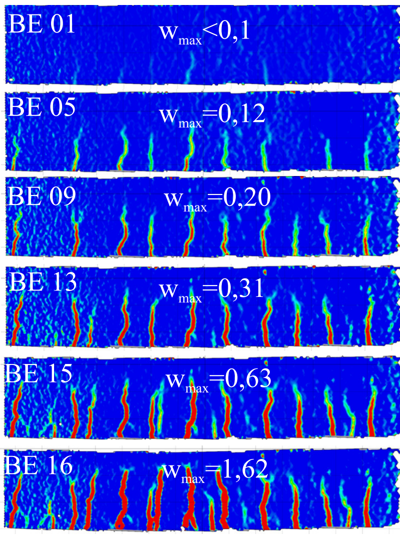


Abbildung 5.12: Kraft-Weg-Diagramm *B04-u* [55] (links) und Entwicklung des Rissbildes (gemessen mit ARAMIS) des Versuchsbalkens *B04-u* bei ausgewählten Belastungsstufen unter Angabe der maximalen Rissbreite w_{max} (rechts)

Die Entwicklung der Betondehnungen (gemessen mit ARAMIS) in Balkenlängsachse, etwa auf Höhe der Längsbewehrung, ist in Abbildung 5.13 links für die Belastungsstufen *BE05*, *BE09* und *BE16* im Verhältnis zu denen der *BE01* abgebildet. Die Entstehung der Risse und deren Lage kann nachvollzogen werden. Das Öffnen und Schließen der Risse während den Be- und Entlastungsphasen ist in Abbildung 5.13 rechts zu sehen. Bis zur Belastungsstufe *BE10* liegen die Rissbreiten im entlasteten Zustand unter 0,1 mm. Lediglich nach dem Versagen der Betondruckzone sind die maximalen Rissbreiten im entlasteten Zustand teilweise größer als 0,1 mm. Riss 20 weist beispielsweise eine Rissbreite von 1,2 mm im belasteten Zustand (BE16) und 0,9 mm nach der Entlastung (EN16) auf. Die Sekundärrisse 25 und 30 bilden sich dagegen erst ab der *BE13* aus.

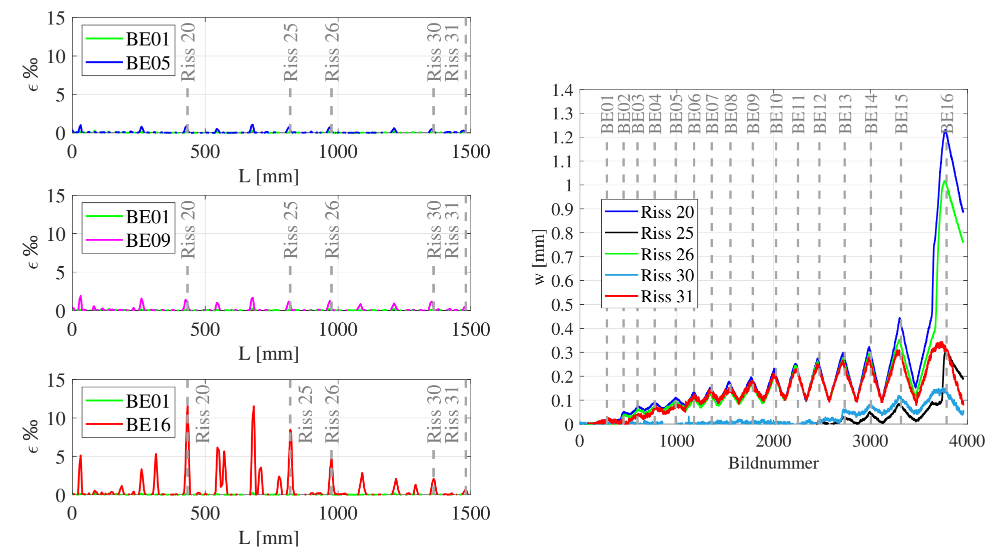


Abbildung 5.13: Dehnungsverlauf in Längsachse des Versuchsbalkens *B04-u* circa auf Höhe der Längsbewehrung (links) und Entwicklung der Rissbreite ausgewählter Risse während der Be- und Entlastung (rechts) jeweils gemessen mit ARAMIS

Vergleich der Sensorarten MEMS und MPV-800

Die Überprüfung der Eignung der MEMS-Sensoren für die modalbasierte Schadensanalyse erfolgt anhand des Vergleichs mit dem MPV-800 der Firma Polytec GmbH [96]. Dieses Messsystem gilt aufgrund der realisierbaren hohen Abtastraten und der systembedingten hochpräzisen Synchronisation als eines der präzisesten Systeme zur Erfassung des Schwingungsverhaltens von Strukturen. Im Folgenden werden die beiden Messsysteme anhand der geschätzten modalen Parameter verglichen.
Abbildung 5.14 zeigt die geschätzte erste Eigenform für die Belastungsstufen *BE00*, *BE09*, *BE15* und *BE16*. Links sind die Ergebnisse, basierend auf den Daten der MEMS-Beschleunigungssensoren und rechts die des MPV-800, dargestellt. Die im Folgenden dargestellten Charakteristiken wurden unabhängig von der gewählten Abtastrate (2000 Hz, 4000 Hz und 8000 Hz) festgestellt. Basierend auf den mit den MEMS-Sensoren gemessenen Beschleunigungszeitverläufen konnten deckungsgleiche Eigenformen für die 21 Impulsanregungen pro Belastungsstufe geschätzt werden, s. Abbildung 5.14 links. Die Daten der Sensoren an den Positionen 1,75 m und 2,0 m (Menhir-Gerät 1034 interner und externer MEMS-Sensor) sowie 3,50 m und 3,75 m (Menhir-Gerät 1054 interner und externer MEMS-Sensor) konnten, aufgrund einer unvollständigen Synchronisation, nicht berücksichtigt werden. Darüber hinaus sind leichte Differenzen in den Amplitudenverhältnissen zwischen den internen und externen Sensoren zu sehen, die mithilfe einer Spline-Interpolation ausgeglichen werden können.

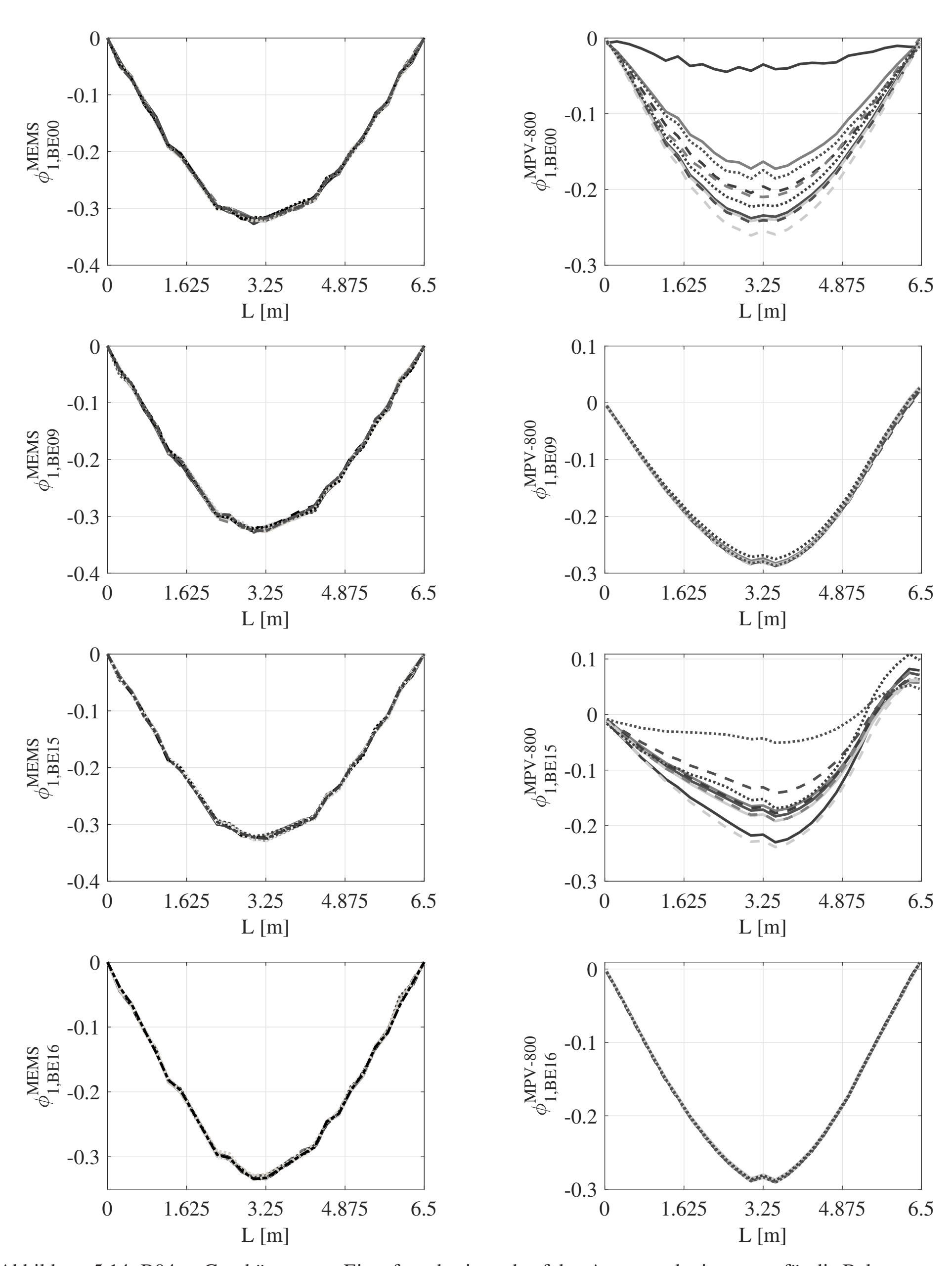
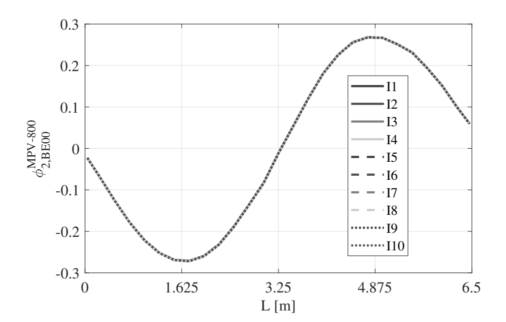


Abbildung 5.14: B04-u: Geschätzte erste Eigenform basierend auf den Antwortschwingungen für die Belastungsstufen *BE00*, *BE09*, *BE15*, *BE16*: gemessen mit den MEMS-Sensoren (links von oben nach unten) und gemessen mit dem MPV-800 (rechts von oben nach unten)

Dagegen zeigen die geschätzten Eigenformen, basierend auf den mit dem MPV-800 erfassten Geschwindigkeitszeitverläufen, in Abhängigkeit der betrachteten Belastungsstufe nicht zu vernachlässigende Amplitudenstreuungen auf, s. Abbildung 5.14 rechts. Für die Belastungsstufen *BE00* bis *BE08* sowie *BE15* können keine deckungsgleichen Eigenformen für die zehn Impulsanregungen mit einer Abtastrate von 4000 Hz geschätzt werden. Die Ergebnisse für die weiteren untersuchten Abtastraten sind identisch. Lediglich für die Belastungsstufen *BE09* bis *BE14* und *BE16* können deckungsgleiche Eigenformen ermittelt werden. Der kleine Peak in Feldmitte ist auf den erforderlichen Neigungswinkel des dortigen Sensorkopfes zurückzuführen, um eine Kollision mit dem Kraftzylinder zu vermeiden. Die restlichen Sensorköpfe konnten senkrecht über der Balkenoberfläche ausgerichtet werden. Die zweiten und dritten Eigenformen konnten erfolgreich für alle Belastungsstufen, basierend auf den Geschwindigkeitszeitverläufen des MPV-800, geschätzt werden, s. Abbildung 5.15. Gleiches gilt für die Modenschätzungen basierend auf den Daten der MEMS-Sensoren.



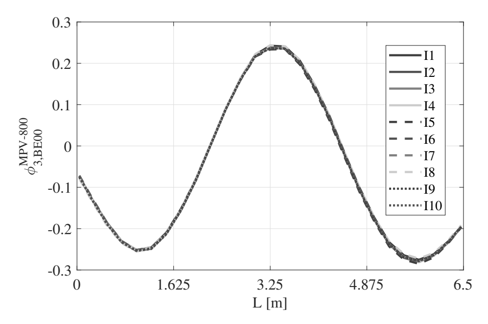


Abbildung 5.15: B04-u: Geschätzte zweite (links) und dritte (rechts) Eigenform basierend auf den Antwortschwingungen gemessen mit dem MPV-800 für die Belastungsstufe *BE00*

Die ersten drei Eigenfrequenzen sind in den Frequenzspektren aller 25 MEMS-Sensoren deutlich sichtbar, s. Abbildung 5.16 links. Des Weiteren ist ein Peak bei ca. 50 Hz zu sehen. Das Frequenzspektrum der MPV-800 Messstellen in Abbildung 5.16 rechts weist dagegen einen Peak bei ca. 25 Hz auf. Da diese Peaks nicht in den Frequenzspektren beider Messsysteme enthalten sind, müssen sie unabhängig vom Schwingungsverhalten des Versuchsbalkens sein. Äußere Erregungsquellen, wie beispielsweise andere laufende Maschinen in der MPA Karlsruhe können ebenfalls ausgeschlossen werden, da sie höhere Eigenfrequenzen aufweisen. An diesem Tag betrug die Frequenz einer parallel in der MPA Karlsruhe laufenden Maschine beispielsweise 175 Hz. Diese war in beiden Frequenzspektren zu sehen.
Der Peak bei 50 Hz kann auf die externen MEMS-Sensoren zurückgeführt werden. Betrachtet man ausschließlich die Frequenzspektren der internen MEMS-Sensoren, ist dieser Peak nicht mehr zu sehen, s. Abbildung 5.16 mitte. Der Vergleich der Frequenzspektren der beiden Sensorarten MEMS und MPV-800, im Bereich der ersten Eigenfrequenz, zeigt zusätzliche Peaks im Frequenzspektrum des MPV-800 (s. Abbildung 5.17 mitte und rechts) sowie einen Peak bei ca. 25 Hz, s. Abbildung 5.16. Diese sind im Spektrum der MEMS-Sensoren nicht zu beobachten. Es ist davon auszugehen, dass diese Störfrequenzen auf die Eigenschwingungen des Stativs, an dem die Sensorköpfe des MPV-800 montiert waren, zurückzuführen sind. Die

Amplitudenstreuungen der geschätzten ersten Eigenform, basierend auf den MPV-800 Daten, können anhand dieser Störfrequenzen und der Entwicklung der ersten Eigenfrequenz infolge der statischen Belastung erklärt werden. Die Überlagerung der Balkenschwingungen mit den Schwingungen des Stativs verhinderte die deckungsgleiche Schätzung der ersten Eigenform. Im Bereich der zweiten und dritten Eigenfrequenz des Balkens sind dagegen keine Störfrequenzen zu beobachten, sodass diese Eigenformen zuverlässig geschätzt werden konnten, s. Abbildung 5.15. Die erfolgreiche Schätzung der ersten Eigenform in den Belastungsstufen *BE09* bis *BE14* und *BE16* können mithilfe der Eigenfrequenzen in Abhängigkeit der Belastungsstufe erklärt werden, s. Abbildung 5.18. Mit zunehmender Belastungsstufe nimmt die erste Eigenfrequenz, aufgrund der sinkenden Systemsteifigkeit, ab. Die Störfrequenzen liegen zwischen 10,2 Hz und 14,5 Hz. In Abbildung 5.18 links ist die untere Grenze der Störfrequenz durch die schwarz gestrichelte Linie gekennzeichnet. Bis einschließlich der *BE08* liegt die erste Eigenfrequenz des Balkens im Bereich der Störfrequenzen. Erst ab der *BE09* ist die erste Eigenfrequenz aufgrund der Schädigung geringer als die Störfrequenzen, sodass in diesem Bereich die erste Eigenform erfolgreich geschätzt werden kann, s. Abbildung 5.17 rechts und Abbildung 5.18. Mit Beginn des Fließens der Längsbewehrung in der *BE15* kommt es zu einem Steifigkeitsanstieg, sodass die erste Eigenfrequenz erneut im Bereich der Störfrequenzen liegt und eine erfolgreiche Schätzung der ersten Eigenform verhindert. Da die Frequenz in der *BE16* abermals unterhalb der Störfrequenz liegt, konnte die Eigenform erfolgreich geschätzt werden. Der grün hinterlegte Bereich in Abbildung 5.18 kennzeichnet die erfolgreiche Schätzung der Eigenformen und der rot hinterlegte Bereich markiert denjenigen, in denen es zu Überlagerungen mit den Eigenschwingungen des Stativs kam.
Abschließend kann festgehalten werden, dass bei berührungslosen Messsystemen, wie dem MPV-800, die Konstruktion, an der die Sensoren befestigt werden, einen wesentlichen Einfluss auf die Qualität des Messergebnisses hat. Die Überlagerung der Schwingungen des Stativs mit denen des Bauteils verhinderte die deckungsgleiche Schätzung der ersten Eigenform. Die MEMS-Sensoren sind dagegen wesentlich robuster. Durch die direkte Montage auf dem Versuchsobjekt kann das Schwingungsverhalten zuverlässig erfasst werden. Jedoch kam es trotz den Vorversuchen weiterhin teilweise zu Synchronisationsproblemen bei den MEMS-Sensoren. Darüber hinaus müssen leichte Amplitudenunterschiede zwischen den externen und internen Sensoren durch eine Spline-Interpolation ausgeglichen werden. Nichtsdestotrotz ermöglichten die MEMS-Beschleunigungssensoren eine zuverlässige Schätzung der modalen Parameter.

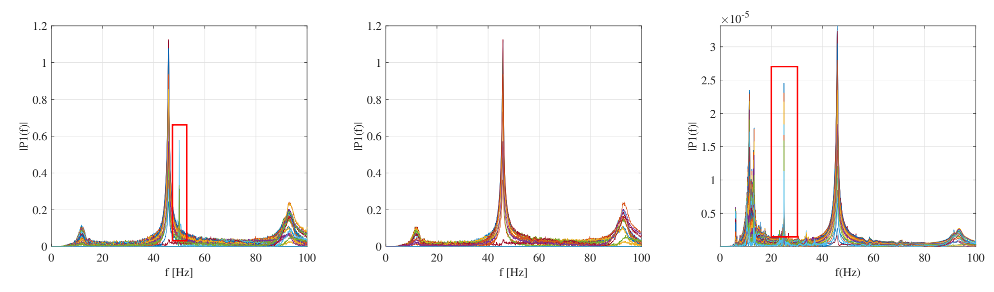


Abbildung 5.16: Frequenzspektrum aller 25 MEMS-Sensoren (links), Frequenzspektrum ausschließlich der internen MEMS-Sensoren (mitte) und Frequenzspektrum aller 27 MPV-800 Sensorköpfe (rechts)

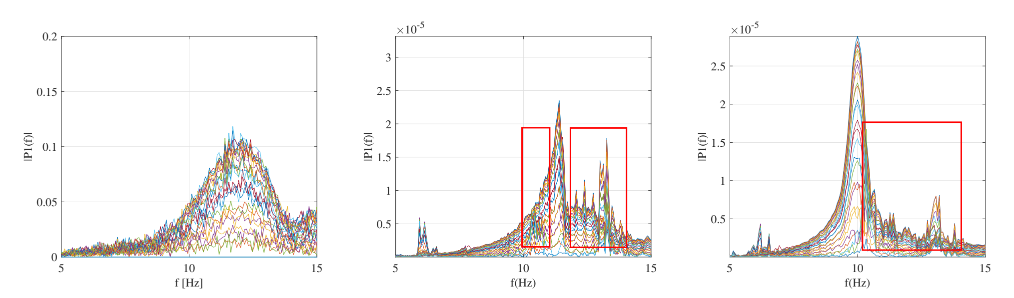


Abbildung 5.17: B04-u: Frequenzspektren im Bereich der ersten Eigenfrequenz: aller 25 MEMS-Sensoren in der *BE00* (links) und aller 27 MPV-800 Sensorköpfe in der *BE00* (mitte) und der *BE09* (rechts)

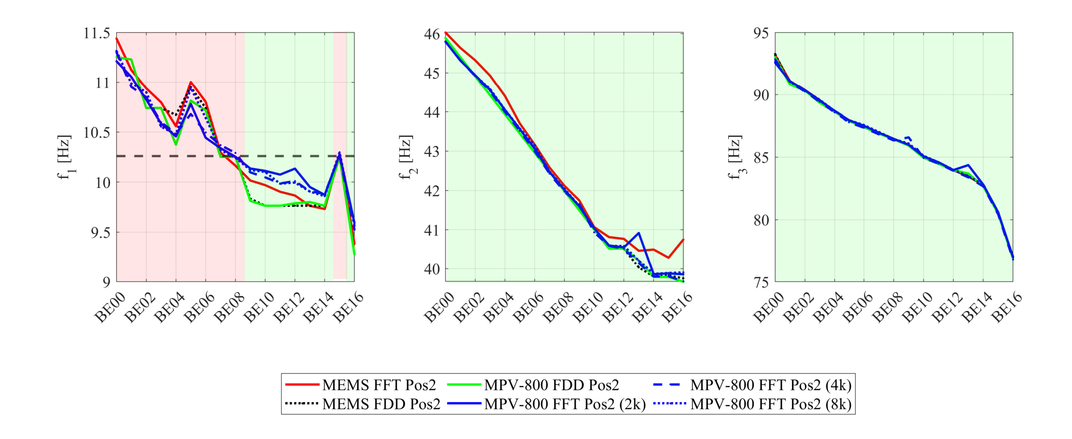


Abbildung 5.18: B04-u: Vergleich der Entwicklung der geschätzten Eigenfrequenzen basierend auf den Messdaten der MEMS-Sensoren und des MPV-800 in Abhängigkeit der Belastungsstufe [55]

Modalbasierte Schadensanalyse

Im Folgenden werden die Zusammenhänge zwischen den modalen Parametern und einer zunehmenden Schädigung infolge Rissbildung aufgezeigt. Zusätzlich wird der Einfluss des Berechnungsverfahrens auf die geschätzten Eigenfrequenzen untersucht.

Eigenfrequenzen

Abbildung 5.18 stellt die geschätzten Eigenfrequenzen der MEMS-Sensoren und des MPV-800 gegenüber. Darüber hinaus werden die Ergebnisse für die mit der Fast-Fourier-Transformation (FFT) und der FDD-Methode ermittelten Eigenfrequenzen dargestellt. Grundsätzlich ist eine

gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der beiden Sensorsysteme zu sehen. Die Abtastrate hat keinen Einfluss auf die Qualität der geschätzten Eigenfrequenzen. Das verwendete Verfahren führt dagegen zu deutlichen Unterschieden der ermittelten ersten Eigenfrequenz im Bereich der *BE09* bis *BE14*. Während die Eigenfrequenzen, ermittelt über die FFT, eine kontinuierliche Abnahme aufgrund der zunehmenden Steifigkeitsreduktion aufweisen, zeigen die mit der FDD-Methode geschätzten Eigenfrequenzen konstant gleichbleibende Werte. Diese Beobachtung ist unabhängig vom Messsystem. Es wird vermutet, dass die Signallänge von 15 s in Kombination mit der Impulsanregung sich ungünstig auf die Schätzung, basierend auf der FDD-Methode, ausgewirkt hat. Dieses Verfahren wurde primär für ambiente Schwingungsmessungen entwickelt. Größere Signallängen ermöglichen darüber hinaus eine erhöhte Frequenzauflösung, insbesondere bei tiefen Frequenzen. Diese Charakteristik konnte bei den drei weiteren Versuchsbalken ebenfalls beobachtet werden, sodass im Folgenden ausschließlich die Eigenfrequenzen, ermittelt mit der FFT, vorgestellt werden.
Abbildung 5.19 zeigt die prozentuale Änderung der ersten drei Eigenfrequenzen bei zunehmender Belastungsstufe, getrennt für die erfassten Daten mit den MEMS-Sensoren (rot) und dem Multipoint Vibrometer MPV-800 (blau). Die zweiten und dritten Eigenfrequenzen nehmen, wie erwartet, kontinuierlich mit zunehmender Rissbildung ab. Die erste Eigenfrequenz weist ebenfalls eine tendenzielle Abnahme bei zunehmender Belastung und somit sinkender Steifigkeit des Gesamtsystems auf. Jedoch kommt es zu zwei lokalen Anstiegen der ersten Eigenfrequenz in den Belastungsstufen *BE05* und *BE15*.

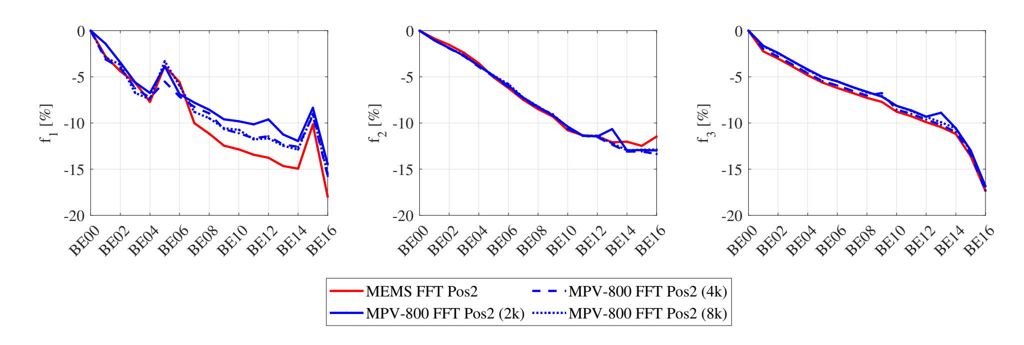


Abbildung 5.19: B04-u: Vergleich der prozentualen Entwicklung der geschätzten Eigenfrequenzen in Abhängigkeit der Belastungsstufe basierend auf den Messdaten der MEMS-Sensoren (rot) und des MPV-800 (blau) [55]

In Belastungsstufe *BE05* wurde erstmals eine maximale Rissbreite von mehr als 0,1 mm gemessen, s. Abbildung 5.13 rechts. Der Riss 23, s. Abbildung A.25 im Anhang, weist eine maximale Rissbreite von 0,12 mm auf, wohingegen die restlichen Rissbreiten im Bereich $\leq$ 0,1 mm liegen. Bei Belastungsstufe *BE15* beginnt die Längsbewehrung zu fließen, s. Abbildung 5.12 links. In Abschnitt 2.2.1 wurde bereits erläutert, dass die Steifigkeit bei Verbundwerkstoffen, wie Stahlbeton eine Funktion der einzelnen Materialeigenschaften und der Verbundeigenschaften zwischen den Materialien ist. Bei Stahlbeton setzt sich die Gesamtsteifigkeit aus der Steifigkeit des Betons, des Stahls und des Verbundes zusammen [99]. Bei der Entwicklung von Mikrorissen zu Zugrissen werden Zugspannungen durch die Verbundwirkung zwischen der Bewehrung

und dem Beton übertragen. Es erfolgt eine Spannungs-Dehnungs-Umlagerung, die zu einer Erhöhung der Steifigkeit in der Zugzone führt [99]. Der lokale Anstieg der ersten Eigenfrequenz in der *BE05* im Vergleich zur *BE04* ist vermutlich auf diesen Effekt zurückzuführen, da hier erstmals eine Rissbreite größer als 0,1 mm erreicht wird. Die Gesamtsteifigkeit des Stahlbetonbalkens nach der *BE05* ist somit von zwei Effekten beeinflusst: (1) einer Steifigkeitsabnahme aufgrund der Erweichung des Betons in der Zugzone, infolge des ersten Biegerisses mit einer Rissbreite >0,1 mm und (2) einer Zunahme aufgrund der Zugverbundwirkung an der Grenzfläche zwischen Stahl und Beton. Die Stahlsteifigkeit ist konstant, solange die Bewehrung nicht die Streckgrenze erreicht. Bei Erreichen der *BE15* wird die Systemsteifigkeit von beiden Nichtlinearitäten (des Betons und des Stahls) beeinflusst. Der erneute lokale Anstieg der ersten Eigenfrequenz ist auf die Zunahme der Verbundsteifigkeit bei Beginn des Fließens der Bewehrung zurückzuführen. Die zweiten und dritten Eigenfrequenzen sind von diesen Faktoren unbeeinflusst, da die Verbundsteifigkeit ausschließlich die erste Eigenfrequenz beeinflusst [99]. Besonders bemerkenswert ist, dass bereits die erste Belastungsstufe (*BE01*) zu einer prozentualen Abnahme der ersten Eigenfrequenz von 2 % führt, s. Abbildung 5.19 links. Die zweite und dritte Eigenfrequenz zeigen geringere prozentuale Änderungen auf, jedoch führen Rissbreiten <0,1 mm ebenfalls zur Abnahme der Eigenfrequenzen von mehr als 4 % (*BE04*). Die Eigenfrequenzen weisen daher eine hohe Sensitivität gegenüber einer abnehmenden Systemsteifigkeit auf und ermöglichen die Feststellung der Schädigung. Die Ergebnisse der MEMS-Sensoren sind gleichwertig mit denen des MPV-800. [55]

Eigenformen

Für die Schadenslokalisierung werden die Eigenformen und von ihnen abgeleitete Größen herangezogen. Im Folgenden werden ausschließlich die Ergebnisse der MEMS-Sensoren dargestellt, da die Eigenformen basierend auf den MPV-800 Daten nicht zuverlässig für alle Belastungsstufen ermittelt werden konnten, s. Abschnitt 5.3.1. Abbildung 5.20 zeigt die Entwicklung der ersten drei spline-interpolierten und mit dem *Mixed Approach (v2)* geglätteten (s. Abschnitt 2.2.1, Penalty-Faktoren $\alpha = \beta = 1000$) Eigenformen bei zunehmender Belastungsstufe.

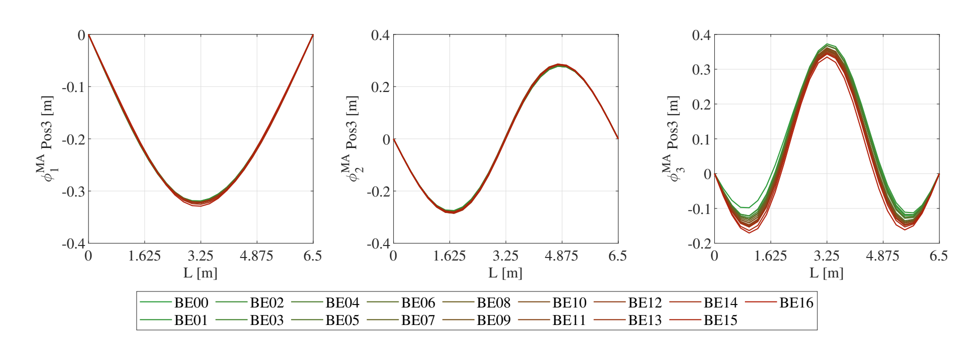


Abbildung 5.20: *B04-u:* Entwicklung der Amplituden der ersten drei Eigenformen bei zunehmender Belastungsstufe

Insbesondere die dritte Eigenform weist Amplitudendifferenzen auf. Anhand der ersten und zweiten Eigenform sind jedoch keine klaren Zusammenhänge zwischen den Eigenformamplituden und den strukturellen Steifigkeitsänderungen zu erkennen. Dies entspricht den Ergebnissen der numerischen Untersuchungen, s. Abschnitt 3.4.5.

Krümmungen der Eigenformen

Betrachtet man dagegen die Amplitudenänderungen der Krümmungen der Eigenformen können, die mit den Belastungsstufen einhergehenden Steifigkeitsänderungen, nachvollzogen werden. Abbildung 5.21 zeigt die Krümmungen der ersten drei Eigenformen für ausgewählte Belastungsstufen. Diese wurden mithilfe des *Mixed Approach (v2)* berechnet. Die Penalty-Faktoren wurden mit $\alpha = \beta = 1000$ gewählt. Die vertikalen Linien markieren die Lage der äußersten Risse der jeweiligen Belastungsstufe. Hierbei werden Rissbreiten im Bereich <0,1 mm berücksichtigt.

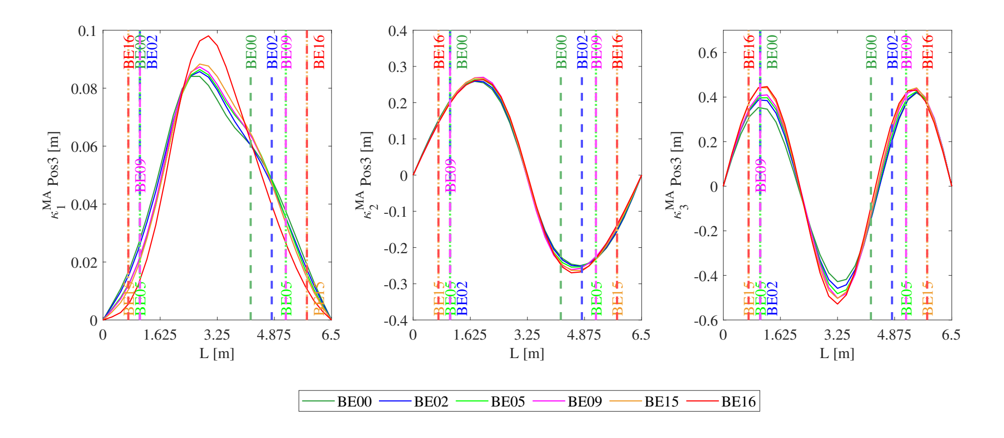


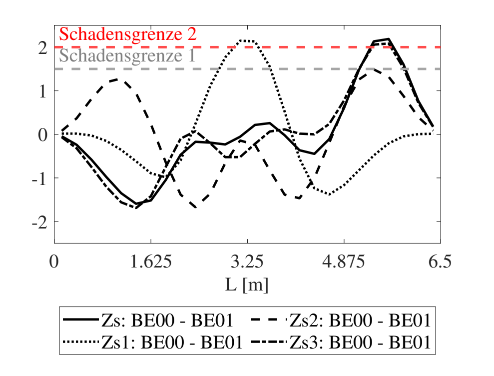
Abbildung 5.21: *B04-u:* Entwicklung der Amplituden der Krümmungen der ersten drei Eigenformen bei zunehmender Belastungsstufe

Die Amplitudendifferenzen der Krümmung der ersten Eigenform sind am deutlichsten. Bereits in der *BE00* ist ein asymmetrischer Verlauf, trotz dem symmetrischen System aufgrund der feinen Risse (w<0,1 mm) im Feldbereich des Balkens, zu sehen, s. Abbildung A.24 im Anhang. Am rechten Übergang vom ungerissenen zum gerissenen Bereich ist die Ausbildung eines Wendepunktes zu erkennen. Dies entspricht den Beobachtungen der numerischen Untersuchungen, s. Abschnitt 3.4.1. Mit zunehmender Steifigkeitsreduktion kommt es zu einer Amplitudenzunahme einhergehend mit einer Einschnürung. Je näher sich der Übergang vom ungerissenen zum gerissenen Bereich am Auflager des Balkens befindet, desto schwieriger ist die Ausbildung des Wendepunktes zu erkennen. Dies ist auf die kleinen Krümmungsamplituden in diesem Bereich zurückzuführen. Je symmetrischer das Rissbild ist, desto symmetrischer sind die Krümmungsamplituden der ersten Eigenform. Die Amplituden der Krümmungen der zweiten Eigenform nehmen ebenfalls mit abnehmender Systemsteifigkeit zu. Des Weiteren

verschieben sich die lokalen Extremstellen der Schwingungsbäuche in Richtung Feldmitte, dem Bereich der reduzierten Steifigkeit. Der Schwingungsknoten der zweiten Eigenform verbleibt in Feldmitte aufgrund der nahezu symmetrischen Ausbildung des Rissbildes ausgehend von der Balkenmitte. Die Amplituden der Krümmungen der dritten Eigenform nehmen bei sinkender Systemsteifigkeit zu. Eine Verschiebung der lokalen Extremstellen der äußeren Schwingungsbäuche in Richtung der reduzierten Steifigkeit ist ebenfalls zu beobachten. Die Amplitudenänderungen der Krümmungen der Eigenformen erlauben daher eine Identifikation und Lokalisierung der Schädigung.

Schadensindex-Methode

Als weiteres Schadenslokalisierungsverfahren wird die Schadensindex-Methode gewählt. Abbildung 5.22 zeigt die Ergebnisse für die *BE01* links und *BE16* rechts jeweils bezogen auf den unbelasteten Referenzzustand *BE00*. In beiden Fällen zeigt die Superposition der Schadensindizes Z_s fälschlicherweise eine Schädigung im Bereich von 6,0 m an. Lediglich der Schadensindex, basierend auf den Krümmungen der ersten Eigenform $Z_{s,1}$, ist in der *BE01* in der Lage die Schädigung in der Balkenmitte anzuzeigen. Die über nahezu die gesamte Balkenlänge ausgedehnte Rissbildung kann mithilfe der Schadensindex-Methode nicht detektiert werden. Dieses Verfahren ist nicht in der Lage den gerissenen Bereich zuverlässig zu lokalisieren.



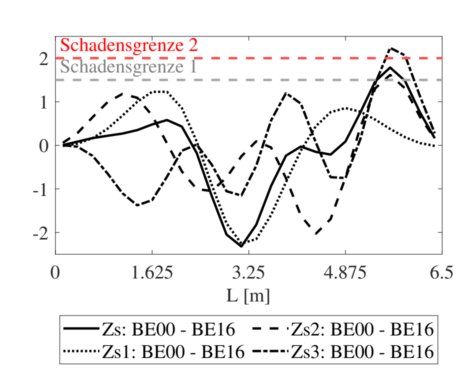


Abbildung 5.22: *B04-u*: Schadensindex-Methode *BE00* ↔ *BE01* (links) und *BE00* ↔ *BE16* (rechts)

Kontinuierliche Wavelet-Transformation

Die kontinuierliche Wavelet-Transformation (CWT) ist besonders geeignet für die Lokalisierung von lokalen Schädigungen und Schäden an Zwischenauflagern von Durchlaufsystemen. Die Lokalisierung von räumlich ausgedehnten Schädigungen, wie es im Rahmen dieser Laborversuche der Fall war, stellte bereits im Rahmen der numerischen Untersuchungen eine größere

Herausforderung dar, s. Abschnitt 3.4.5. Abbildung 5.23 zeigt die Ergebnisse der CWT für die Belastungsstufen *BE01* und *BE16*. Die vertikalen rot gestrichelten Linien kennzeichnen den Übergang vom gerissenen zum ungerissenen Bereich. Der Bereich der reduzierten Steifigkeit kann in der *BE01* erkannt werden. Jedoch sind erhöhte Koeffizientenwerte nicht über alle Skalen hinweg zu sehen, sodass vielmehr von einem Fehlalarm ausgegangen werden müsste. Aufgrund des signifikanten Randeinflusses würde der gerissene Bereich deutlich überschätzt werden. Die Schädigung der *BE16* kann erkannt werden, s. Abbildung 5.23 rechts. Erhöhte Koeffizientenwerte (≈ 1, gelber Farbbereich) können jedoch auch hier erst ab hohen Skalen (>200) beobachtet werden. Dieses Ergebnis würde ebenfalls für einen Fehlalarm sprechen.

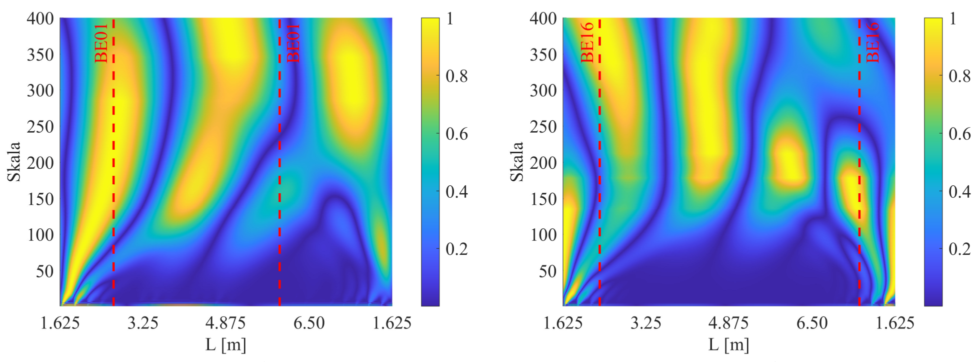


Abbildung 5.23: *B04-u* CWT: *BE00* ↔ *BE01* (links) und *BE00* ↔ *BE16* (rechts)

5.3.2 Ergebnisse Versuchsbalken *B01-u*

Der Versuchsbalken *B01-u* wurde im Gegensatz zu den restlichen Versuchsbalken exzentrisch im Abstand von 1,65 m in einem 3-Punkt-Biegeversuch belastet, um die Auswirkungen einer asymmetrischen Steifigkeitsänderung auf die modalen Parameter untersuchen zu können. Im Folgenden werden die Ergebnisse getrennt nach dem statischen Bauteilverhalten und der modalbasierten Schadensanalyse vorgestellt. Die Tabelle A.16 im Anhang bietet eine Übersicht über die Belastungsstufen, den maximalen Verformungen und Rissbreiten.

Statisches Bauteilverhalten

Das Kraft-Verformungs-Verhalten des Versuchsbalkens *B01-u* für die 12 Belastungsstufen ist in Abbildung 5.24 zu sehen. Vor der ersten Belastungsstufe wurden keine Risse infolge des Eigengewichts erkannt, s. Abbildung A.12. Jedoch ist aufgrund der Ergebnisse der Materialprüfungen (s. Tabelle A.15) davon auszugehen, dass sich dieser Versuchsbalken ebenfalls vor der ersten Belastung im gerissenen Zustand befand. Die Belastungsstufe der *BE04* führt erstmalig zu einer Rissbreite von mehr als 0,1 mm. Eine Rissbreite von 0,2 mm wird in der *BE07* erreicht. Die maximale Rissbreite in der letzten Belastungsstufe *BE12* betrug 0,25 mm.

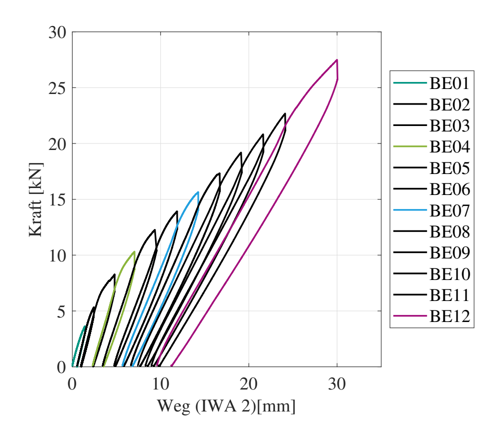


Abbildung 5.24: *B01-u:* Kraft-Weg-Diagramm

Die Rissbilder des Versuchsbalkens *B01-u* bzw. *B01-v* für alle Belastungsstufen sind in den Abbildungen A.12 bis A.15 im Anhang dargestellt. Bis einschließlich der *BE04* ist das Rissbild nahezu symmetrisch, bezogen auf die Feldmitte des Balkens, s. Abbildung A.12. Abbildung 5.25 zeigt das Rissbild des Versuchsbalkens *B01-u* in der maximalen Belastungsstufe bei einer maximalen Durchbiegung in der Feldmitte von 30 mm sowie das Rissbild des *B04-u* bei gleicher Verformung in der Feldmitte. Die asymmetrische Ausbildung des Rissbildes infolge der exzentrischen 3-Punkt-Biegebelastung ist ersichtlich. Aufgrund der geringen Balkenlänge ist diese Asymmetrie jedoch nicht stark ausgeprägt.

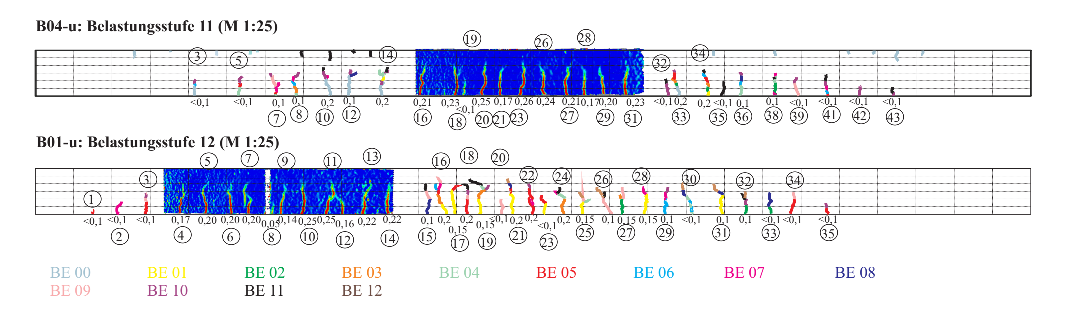


Abbildung 5.25: Vergleich des Rissbildes des Versuchsbalkens *B04-u* (oben) mit dem Rissbild des Versuchsbalkens *B01-u* (unten) bei einer Verformung von 30 mm in Feldmitte gemessen mit dem IWA 2

Modalbasierte Schadensanalyse

Im Folgenden werden die Ergebnisse für die Sensitivitätsuntersuchung der modalen Parameter vorgestellt. Die Steifigkeitsänderung führt auch bei diesem Versuchsbalken zu keinen

signifikanten Amplitudenänderungen der Eigenformen. Des Weiteren war eine zuverlässige Schadenslokalisierung mithilfe der Schadensindex-Methode und der CWT ebenfalls nicht möglich. Daher werden ausschließlich die Ergebnisse der Eigenfrequenzen und Krümmungen der Eigenformen vorgestellt. Dies gilt gleichermaßen für die Versuchsbalken *B02-u* und *B03-u*, s. Abschnitt 5.3.3.

Eigenfrequenzen

Abbildung 5.26 zeigt die prozentuale Entwicklung der Eigenfrequenzen bei zunehmender Belastungsstufe, getrennt für die zwei Anregungspositionen *Pos2* und *Pos3*.

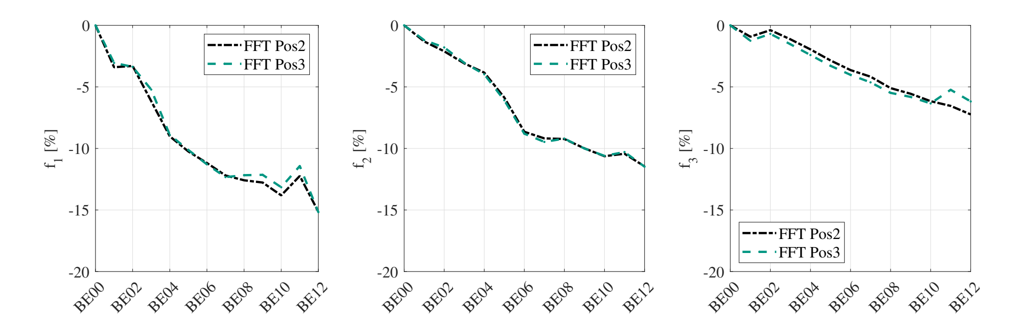


Abbildung 5.26: *B01-u:* Vergleich der prozentualen Entwicklung der Eigenfrequenzen in Abhängigkeit der Belastungsstufe und der Anregungsposition

Es ist eine kontinuierliche Abnahme mit steigender Belastungsstufe zu sehen. Teilweise sind kleine Anstiege der ersten Eigenfrequenz, beispielsweise in der *BE11*, zu beobachten. Diese sind wahrscheinlich auf die relativ geringe Frequenzauflösung von 0,25 Hz infolge der kurzen Signallänge von 4 s zurückzuführen. Insgesamt zeigt sich jedoch eine hohe Sensitivität der Eigenfrequenzen. Die prozentualen Änderungen der Eigenfrequenzen der *BE12* sind vergleichbar mit denen der *BE11* des Versuchsbalkens *B04-u*, s. Abbildung 5.19.

Krümmungen der Eigenformen

Die Krümmungen der Eigenformen (Penalty-Faktoren $\alpha = \beta = 1000$) sind in Abbildung 5.27 dargestellt. Das asymmetrische Rissbild führt zu einer Verschiebung der lokalen Extremstelle des Schwingungsbauches der ersten Eigenform in Richtung des Lasteinleitungspunktes. Des Weiteren ist die Verschiebung des Schwingungsknotens der zweiten Eigenform in Richtung der reduzierten Steifigkeit zu beobachten. Damit unterscheidet sich die Amplitudenentwicklung der Krümmungen der Eigenformen von denen einer symmetrischen Schädigung. Darüber hinaus ist eine Art Ausbauchung der Krümmungen der ersten Eigenformen in Richtung der

Lasteinleitung, dem Bereich der reduzierten Steifigkeit, zu erkennen. Die Krümmungen der dritten Eigenform nehmen mit zunehmender Steifigkeitsreduktion zu. Eine leichte Verschiebung der Schwingungsknoten in Richtung der Lasteinleitung (geschädigter Bereich) ist ebenfalls ersichtlich. Die Lokalisierung des geschädigten Bereiches ist mithilfe der Krümmungen der Eigenformen in jeder Belastungsstufe möglich.

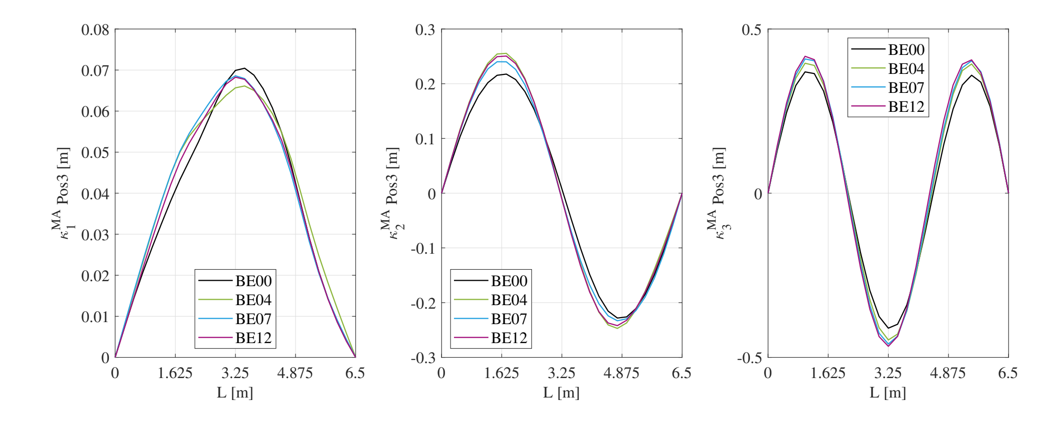


Abbildung 5.27: *B01-u:* Entwicklung der Amplituden der Krümmungen der ersten drei Eigenformen bei zunehmender Belastungsstufe

5.3.3 Ergebnisse Versuchsbalken *B02-u* und *B03-u*

Die Versuchsbalken *B02-u* und *B03-u* wurden in elf Belastungsstufen stufenweise bis zu einer maximalen Durchbiegung von 30 mm in Feldmitte geschädigt. Die Belastungsstufen wurden entsprechend den ersten elf des Versuchsbalkens *B04-u* gewählt. Die Tabellen A.17 und A.18 im Anhang geben eine Übersicht über die Belastungsstufen, die maximalen Verformungen und die zugehörigen maximalen Rissbreiten. Im Folgenden werden die Ergebnisse der Versuchsbalken *B02-u* und *B03-u* vorgestellt und ein Vergleich zu den Ergebnissen des Versuchsbalkens *B04-u* gezogen.

Statisches Bauteilverhalten

Das Last-Verformungs-Verhalten der beiden Versuchsbalken ist in Abbildung 5.28 zu sehen. Die maximale Last bei einer Verformung von 30 mm betrug bei beiden Balken 18,9 kN. Lediglich die Entwicklung der Rissbreiten während den Belastungsstufen zeigten einige Unterschiede auf. Eine maximale Rissbreite von mehr als 0,1 mm trat in der *BE03* des Versuchsbalkens *B02-u* auf. Bei dem Versuchsbalken *B03-u* wurde dagegen eine Rissbreite von mehr als 0,1 mm erst ab

der *BE06* detektiert. Dies ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass der Seilzug in Feldmitte den Riss 39 (s. Abbildung A.22 und Abbildung A.23) überdeckte und daher die Rissbreite mit ARAMIS nicht erfasst werden konnte. Die maximale Rissbreite in der *BE11* betrug 0,25 mm (*B02-u*) bzw. 0,24 mm (*B03-u*).

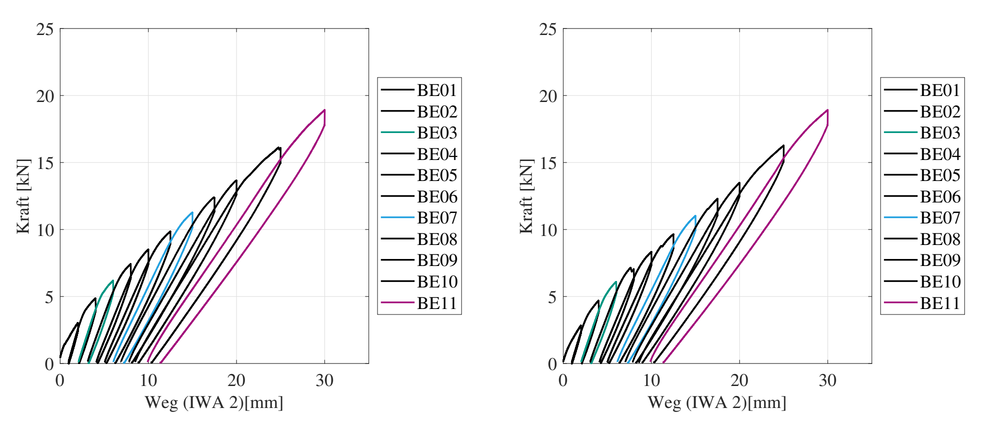


Abbildung 5.28: Kraft-Weg-Diagramm *B02-u* (links) und *B03-u* (rechts)

Modalbasierte Schadensanalyse

Die Ergebnisse der modalbasierten Schadensanalyse der drei zentrisch belasteten Versuchsbalken *B02-u*, *B03-u* und *B04-u* werden im Folgenden gegenübergestellt. Der Vergleich erfolgt anhand der Sensitivität der Eigenfrequenzen und Krümmungen der Eigenformen.

Eigenfrequenzen

Abbildung 5.29 zeigt die prozentuale Entwicklung der Eigenfrequenzen der drei Versuchsbalken *B02-u*, *B03-u* und *B04-u*. Grundsätzlich ist eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse zu erkennen. Die prozentualen Änderungen der ersten Eigenfrequenz weichen am deutlichsten voneinander ab. Während die erste Eigenfrequenz des *B03-u* um 10,87 % in der *BE11* abnimmt, weist f_1 des Balkens *B02-u* eine prozentuale Abnahme von 14,38 % auf. Das Verhalten des *B02-u* stimmt sehr gut mit dem des *B04-u* überein. Die Änderungen der zweiten Eigenfrequenz zeigen dagegen eine gute Übereinstimmung aller drei Versuchsbalken. Die prozentuale Änderung der dritten Eigenfrequenz f_3 des Balkens *B02-u* zwischen der Belastungsstufe *BE00* und *BE02* ist überdurchschnittlich hoch mit 5,91 %, besonders da die Rissbreiten in der *BE02* noch im Bereich <0,1 mm lagen. Die Ergebnisse des *B03-u* stimmen dagegen sehr gut mit denen des Versuchsbalkens *B04-u* überein.

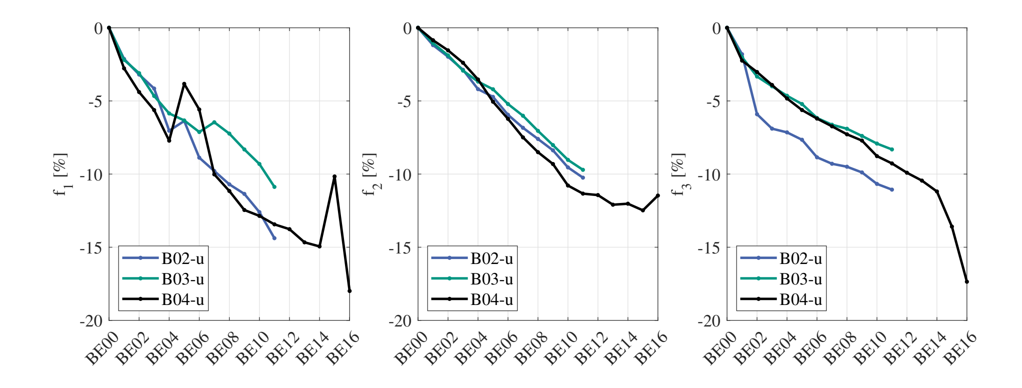
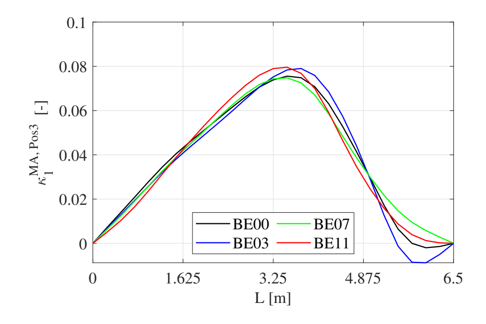


Abbildung 5.29: Vergleich der prozentualen Änderungen der ersten drei Eigenfrequenzen der Versuchsbalken *B02-u*, *B03-u* und *B04-u*.

Krümmungen der Eigenformen

Die vorherigen Untersuchungen zeigten, dass die Krümmungen der Eigenformen die höchste Sensitivität hinsichtlich Steifigkeitsänderungen aufweisen. Abbildung 5.30 zeigt die Krümmungen der ersten Eigenform der Versuchsbalken *B02-u* und *B03-u* für ausgewählte Belastungsstufen. Es sind deutliche Amplitudenänderungen zwischen den einzelnen Belastungsstufen sichtbar. Jedoch führt eine zunehmende Steifigkeitsreduktion nicht zwingend zu einer kontinuierlichen Amplitudenzunahme der Krümmungen. Dies kann auf die gegensätzlichen Auswirkungen einer zunehmenden Steifigkeitsreduktion bei gleichzeitig räumlicher Ausdehnung des geschädigten Bereiches zurückgeführt werden, s. Abschnitt 3.4.1. Nichtsdestotrotz kann die Schädigung in jeder Belastungsstufe festgestellt und lokalisiert werden. Die Ergebnisse für die Krümmungen der zweiten Eigenform sind in Abbildung 5.31 dargestellt. Dank der konstanten Lage des Schwingungsknotens in Feldmitte, kann auf eine symmetrische zentrische Schädigung geschlossen werden. In Analogie zu den Ergebnissen des *B04-u* (s. Abbildung 5.21) führt die Abnahme der Systemsteifigkeit zu einer Zunahme der Amplituden bzw. Einschnürung der Krümmungen der Eigenformen im geschädigten Bereich und zu einer Verschiebung der lokalen Extremstellen der Schwingungsbäuche der zweiten Mode in Richtung der reduzierten Steifigkeit. Die Ergebnisse für die Krümmungen der dritten Eigenform sind ebenfalls vergleichbar mit denen des Versuchsbalkens *B04-u*. Eine Übersicht über die Entwicklung der ersten drei Krümmungen der Eigenformen für die Versuchsbalken *B02-u* und *B03-u* ist in Abbildung A.29 im Anhang zu sehen.



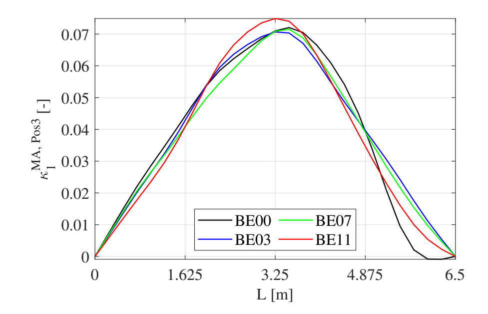
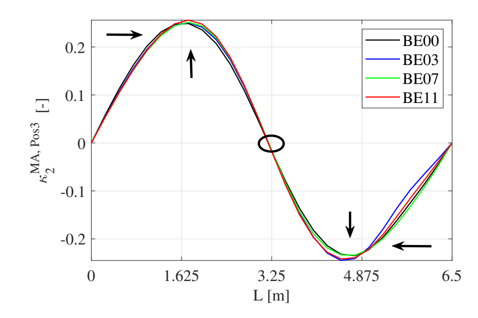


Abbildung 5.30: Vergleich der Amplitudenänderungen der Krümmungen der ersten Eigenform: *B02-u* (links) und *B03-u* (rechts)



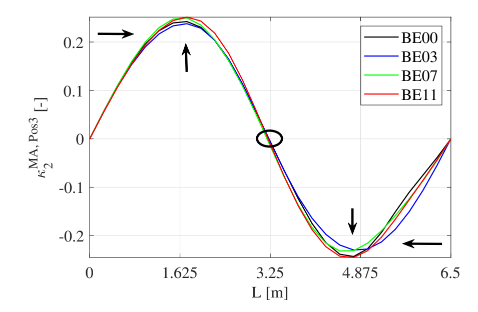


Abbildung 5.31: Vergleich der Amplitudenänderungen der Krümmungen der zweiten Eigenform: *B02-u* (links) und *B03-u* (rechts)

5.4 Einfluss der CFK-Lamellen-Verstärkung auf die modalbasierte Schadensanalyse

Das eingesetzte CFK-Lamellen-Verstärkungssystem wurde im Rahmen eines weiteren von der AiF geförderten ZIM-Projektes [109] entwickelt. Die Laborversuche an den verstärkten Stahlbetonbalken wurden in Zusammenarbeit mit diesem Projekt durchgeführt. Im Folgenden wird der Einfluss dieses Verstärkungssystems auf die modalen Parameter am Beispiel des Versuchsbalkens *B02-v* aufgezeigt. An den Versuchstagen der Versuchsbalken *B01-v* sowie *B03-v* kam es zu einer unzureichenden Synchronisation und fehlerhaften Einstellung der Signallänge. Dies konnte erst nach der Versuchsdurchführung festgestellt werden, sodass keine belastbaren Ergebnisse für diese beiden Versuchsbalken vorliegen.

Statisches Bauteilverhalten

Der Versuchsbalken *B02-v* wurde nach der sukzessiven Vorschädigung durch die elf Belastungsstufen mit einer extern applizierten CFK-Lamelle verstärkt [109]. Hierfür wurde der Balken aus dem Versuchsstand entnommen und um 180° gedreht, sodass die CFK-Lamelle auf die gerissene Zugseite des Balkens appliziert werden konnte, s. Abbildung 5.32 links.

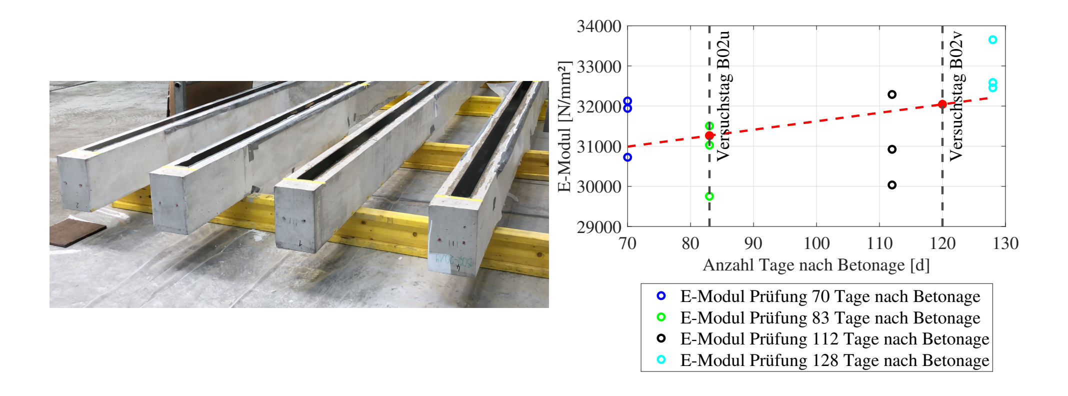
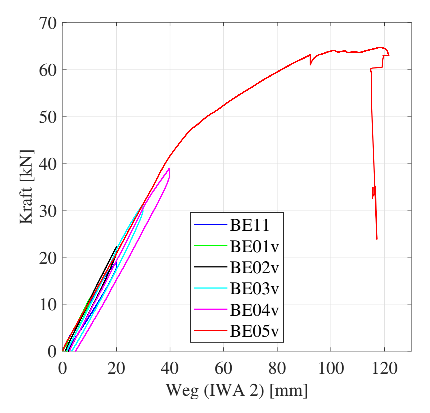


Abbildung 5.32: Lagerung der Versuchsbalken für die Applizierung der CFK-Lamellen [55] (links) und Entwicklung des E-Moduls innerhalb des Prüfzeitraums der Laborversuche [55] (rechts)

Dies führte dazu, dass die gerissene Zugseite während des Applizierorganges der Lamelle und bis zum erneuten Belasten nach 37 Tagen überdrückt wurde. Die ursprüngliche Druckzone des Balkens stellte in dieser Zeit die Zugzone dar. Dies ist für die Entwicklung der modalen Parameter im weiteren Verlauf von Interesse. Weiterhin muss die Entwicklung des E-Moduls des Betons, der maßgeblich die Steifigkeitseigenschaften des Stahlbetonbalkens beeinflusst, berücksichtigt werden. In Abbildung 5.32 rechts sind die Ergebnisse der Materialprüfungen während des Versuchszeitraums dargestellt. Es ist ein Anstieg des E-Moduls von etwa 2,5 %, bezogen auf den E-Modul am Versuchstag des unverstärkten Balkens *B02-u*, zu sehen. [55]
Der Versuchsbalken wurde nach dem Aushärten des Klebers erneut stufenweise in fünf Belastungsstufen (*BE00v* bis *BE05v*) belastet. Tabelle A.17 im Anhang gibt einen Überblick über die Belastungsstufen. Abbildung 5.33 links zeigt das Kraft-Verformungs-Verhalten des Versuchsbalkens *B02-v* bis zum Versagen. Zur besseren Veranschaulichung ist in dieser Abbildung rechts das Kraft-Verformungs-Verhalten bis einschließlich der *BE04v*, unter Berücksichtigung der maximalen Belastungsstufe *BE11* des unverstärkten Balkens, dargestellt. Mit der *BE02v* wird erstmals das maximale Lastniveau des unverstärkten Balkens leicht überschritten. Der verstärkte Balken kann 78 % mehr Last aufnehmen, bezogen auf die maximale aufnehmbare Last des Versuchsbalkens *B04-u* bei nahezu gleicher Durchbiegung. Die Durchbiegung in Feldmitte des *B04-u* betrug bei maximaler Last 91,8 mm im Vergleich zu ca. 100 mm bei maximaler Last des *B02-v*. Dies belegt die deutlich erhöhte Steifigkeit des Gesamtsystems. [55]



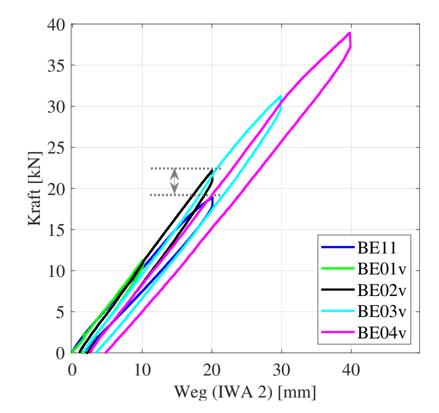
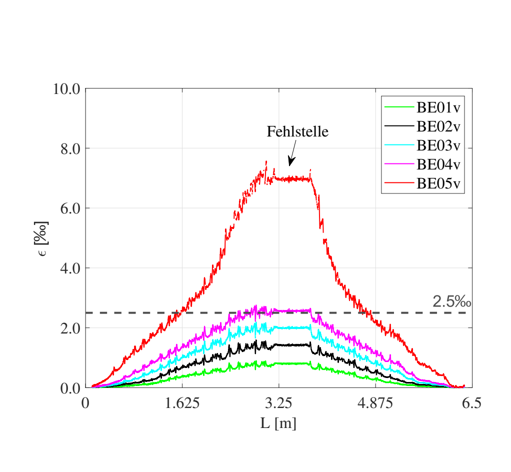


Abbildung 5.33: Kraft-Weg-Diagramm *B02-v* [55] (links) und für die Belastungsstufen *BE11* bis *BE04v* des *B02-u* bzw. *B02-v* (rechts)

Abbildung 5.34 links zeigt die Entwicklung der Längsdehnung der CFK-Lamelle. Im Bereich der Fehlstelle der Klebeschicht (s. Abbildung 5.6) ist die Dehnung der CFK-Lamelle konstant. Es ist davon auszugehen, dass die Bewehrung während der *BE04v* die Streckgrenze erreichte, da die maximale Dehnung in der CFK-Lamelle $2,8‰$ betrug, s. Abbildung 5.34 links. Die Entwicklung der Dehnung des Betons auf Höhe der Längsbewehrung, die mithilfe von ARAMIS ermittelt wurde, ist in Abbildung 5.34 rechts dargestellt, jeweils bezogen auf die maximale Belastungsstufe *BE11* des unverstärkten Balkens *B02-u*. [55]



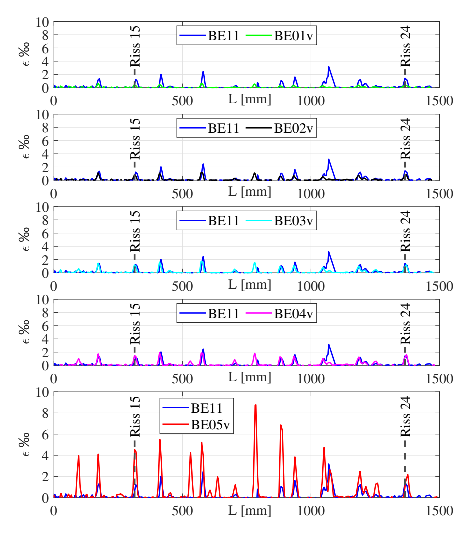


Abbildung 5.34: *B02-v*: Entwicklung der Längsdehnung in der CFK-Lamelle gemessen mit dem faseroptischen Sensor [55] (links) und Entwicklung der Betondehnung etwa auf Höhe der Längsbewehrung des Balkens für die Belastungsstufen *BE11* bis *BE05v* gemessen mit ARAMIS (rechts)

Die Dehnungen der *BE01v* bis *BE04v* liegen unterhalb der maximalen Dehnungen des unverstärkten Balkens. Erst mit der Belastungsstufe *BE05v* werden die Dehnungen des unverstärkten Balkens überschritten. Die Rissbilder aller Belastungsstufen des Versuchsbalkens *B02-v* sind in den Abbildungen A.16 bis A.19 dargestellt. Die Entwicklung der Rissbreiten der Risse 15 und 24, ausgehend von der Belastungsstufe *BE00* des unverstärkten bis zum Versagen des verstärkten Versuchsbalkens, ist in Abbildung 5.35 zu sehen. Während der ersten Belastungsstufe *BE01v* wurde die, aus der Überdrückung resultierende, Steifigkeitszunahme abgebaut, s. Abbildung 5.35. Dies ist anhand der Entwicklung der Rissbreiten zu sehen. Die maximale Rissbreite in der *BE01v* entsprach der Rissbreite im entlasteten Zustand *EN11* des unverstärkten Balkens nach Aufbringung der maximalen Belastung, s. Abbildung 5.35. Bis einschließlich der *BE04v* kommt es zu einem nahezu vollständigen Schließen der Risse im entlasteten Zustand. [55]

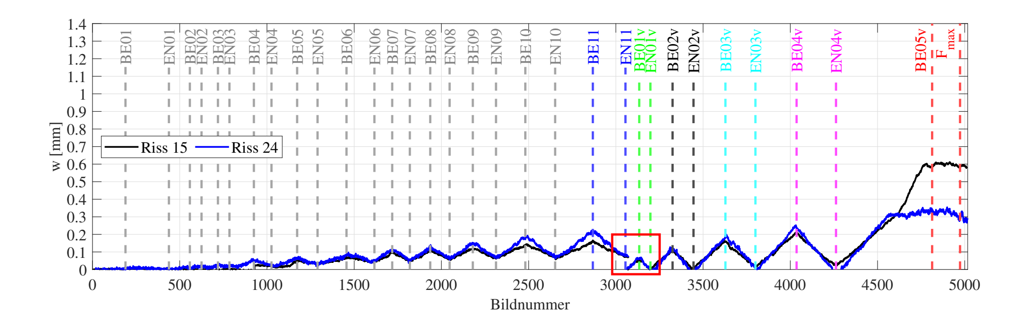


Abbildung 5.35: *B02-u* und *B02-v*: Entwicklung der Rissbreiten in Abhängigkeit der Belastungsstufe gemessen mit ARAMIS

Das Versagen des Balkens kündigt sich durch das Versagen der Druckzone an. Daraufhin kam es zu einer Entkopplung der CFK-Lamelle, bei der es zu einer Abplatzung des Betons im Zugbereich bis zur Längsbewehrung kam. Abbildung 5.36 gibt eine Übersicht über die Versagensbilder des verstärkten Versuchsbalkens *B02-v*. [55]



Abbildung 5.36: *B02-v*: Gemessene Längsdehnung mit ARAMIS nach Versagen des Balkens (links), Entkopplung der CFK-Lamelle und Abplatzung des Betons bis zur Längsbewehrung [55] (mitte) und Versagen der Druckzone [55] (rechts)

Modalbasierte Schadensanalyse

Nachkommend werden die Auswirkungen der CFK-Lamellen-Verstärkung auf die Entwicklung der Eigenfrequenzen und Krümmungen der Eigenformen dargelegt.

Eigenfrequenzen

Abbildung 5.37 links zeigt die Entwicklung der ersten drei Eigenfrequenzen ab der *BE11* bis einschließlich der *BE05v*. Die erste und dritte Eigenfrequenz der *BE00v* sind leicht erhöht in Bezug zur *BE01v*. Dies kann zum einen auf den erhöhten E-Modul des Betons (s. Abbildung 5.32 rechts) und zum anderen auf die überdrückte Zugzone während des Applizierens der CFK-Lamelle zurückgeführt werden. Der Masseneintrag infolge der applizierten Lamelle kann angesichts des geringen Eigengewichts vernachlässigt werden. Die prozentualen Änderungen der Eigenfrequenzen sind in Abbildung 5.37 rechts dargestellt. Diese werden auf die Eigenfrequenzen nach der *BE01v* bezogen, sodass der Einfluss der überdrückten Risse während des Appliziervorganges eliminiert ist.

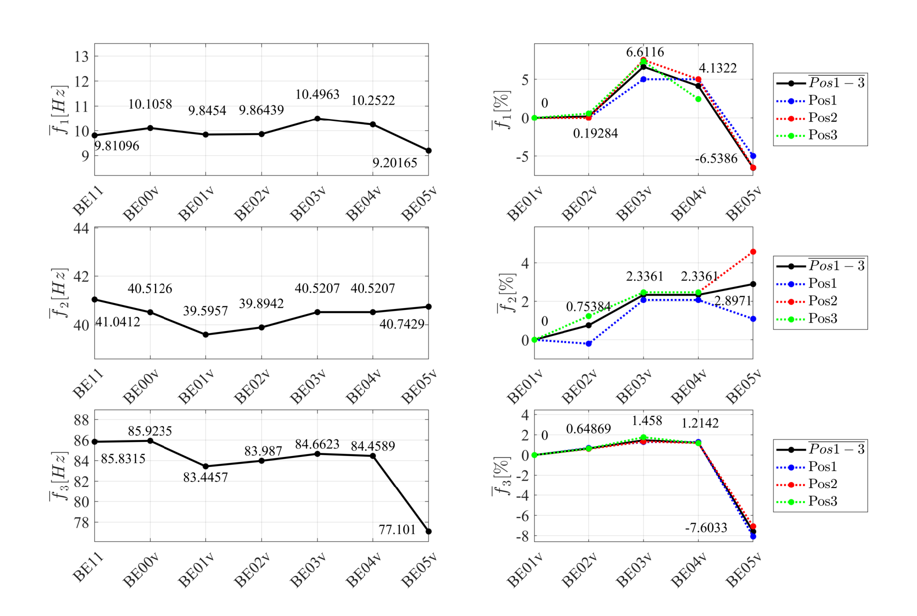


Abbildung 5.37: *B02-v*: Entwicklung der Eigenfrequenzen *BE11* bis *BE05v* (links) und prozentuale Entwicklung der Eigenfrequenzen *BE01v* bis *BE05v* (rechts)

Die ersten drei Eigenfrequenzen nehmen bis einschließlich der *BE03v* kontinuierlich zu. Dies lässt auf eine Zunahme der Systemsteifigkeit rückschließen. Die CFK-Lamelle wirkt dabei wie eine zweite Zugebene. Mit steigender Belastung wird ein zunehmender Anteil der Zugbelastung

über die CFK-Lamelle abgetragen, sodass der verstärkte Balken höhere Lasten bei geringerer Durchbiegung im Vergleich zum unverstärkten Balken aufnehmen kann, s. Unterabschnitt „Statisches Bauteilverhalten". Das erstmalige deutliche Überschreiten der maximalen Belastung des unverstärkten Balkens in der *BE03v* führt, dank der Aktivierung des Verstärkungssystems, zu einer erheblichen prozentualen Zunahme der ersten Eigenfrequenz von 6,61 %. Die dritte Eigenfrequenz erreicht ebenfalls ihr Maximum in dieser Belastungsstufe. Das Fließen der Bewehrung in der *BE04v* und die damit einhergehende Lastumlagerung führt zu einer Steifigkeitsreduzierung und somit zu einer Abnahme der ersten und dritten Eigenfrequenz. Die CFK-Lamelle nimmt nach Fließbeginn der Bewehrung, infolge der steigenden Belastung, alle zusätzlichen Zugkräfte auf. Die Systemsteifigkeit ist weiterhin höher als die des unverstärkten Balkens, sodass die Eigenfrequenzen oberhalb derer in der *BE11* liegen. Das Verhältnis der Systemsteifigkeit des Balkens, in Bezug zum unverstärkten Versuchsbalken, konnte anhand der Entwicklung der Dehnungsverläufe des Balkens belegt werden, s. Abbildung 5.34 rechts. Des Weiteren spricht das vollständige Schließen der Risse nach Belastung im verstärkten Zustand für eine erhöhte Systemsteifigkeit, s. Abbildung 5.35. Das Versagen der Betondruckzone und die anschließende Entkopplung der CFK-Lamelle geht einher mit einem erheblichen Abfall der ersten und dritten Eigenfrequenz. Die Steifigkeit des Gesamtsystems nach dem Versagen ist geringer als die des unverstärkten Balkens, sodass die erste und dritte Eigenfrequenz ebenfalls unter denen nach der *BE11* liegen. Lediglich die aus allen Anregungspositionen gemittelte zweite Eigenfrequenz liegt weiterhin oberhalb der Eigenfrequenz des geschädigten unverstärkten Balkens. Betrachtet man dagegen die prozentuale Änderung der zweiten Eigenfrequenz, getrennt nach der Anregungsposition, ist ein Frequenzabfall bei Anregungsposition *Pos1* (Schwingungsbauch der ersten Eigenform) zu sehen. Lediglich die Anregung an Position *Pos2* (rechter Schwingungsbauch der zweiten Eigenform) ergab einen signifikanten Anstieg der zweiten Eigenfrequenz.

Krümmungen der Eigenformen

Anhand der Krümmungen der Eigenformen kann ebenfalls der Einfluss des Verstärkungssystems nachvollzogen werden. Abbildung 5.38 zeigt die Entwicklung der Krümmungen der ersten drei Eigenformen. Die Krümmung der ersten Eigenform weist die höchste Sensitivität hinsichtlich Steifigkeitsänderungen auf. Abbildung 5.38 links oben zeigt diese für die Belastungsstufen *BE00*, *BE11* sowie *BE00v* und *BE01v*. Zur besseren Übersichtlichkeit wird die Krümmung der ersten Eigenform der Belastungsstufen im verstärkten Zustand in Abbildung 5.38 rechts oben dargestellt. Die erste Eigenform konnte in der Belastungsstufe *BE03v* nicht erfolgreich geschätzt werden, sodass diese nicht abgebildet ist. Besonders bemerkenswert ist, dass deutliche Amplitudendifferenzen zwischen der *BE11* und *BE00v* zu sehen sind, s. Abbildung 5.38. Diese Änderungen sind vermutlich auf den Applziervorgang sowie die veränderten Materialeigenschaften (E-Modul) zurückzuführen, s. Abbildung 5.32. Die Krümmungen der Belastungsstufen *BE00v* und *BE01v* sind nahezu identisch. Die Amplitude der Krümmung nimmt zunächst bis einschließlich der *BE04v* ab. Dies ist auf die zunehmende Steifigkeit des Gesamtsystems durch die Aktivierung der CFK-Lamelle bei zunehmender Belastung zurückzuführen. Die Amplituden der Krümmungen sind während allen Belastungsstufen jedoch

größer, als die des unbelasteten unverstärkten Versuchsbalkens (*BE00*). Nach dem Versagen (*BE05v*) sind die Amplituden aufgrund der reduzierten Systemsteifigkeit größer als die der vorherigen Belastungsstufen und des geschädigten unverstärkten Versuchsbalkens der *BE11*. Die Amplitudenänderungen der Krümmungen der zweiten und dritten Eigenform weisen keinen klaren Zusammenhang zu den Lastniveaus und den Steifigkeitsverhältnissen des Balkens auf. Abschließend kann festgehalten werden, dass die Krümmungen der ersten Eigenform hervorragend zur Lokalisierung und zur Nachverfolgung von Steifigkeitsänderungen eines Systems geeignet sind. [55]

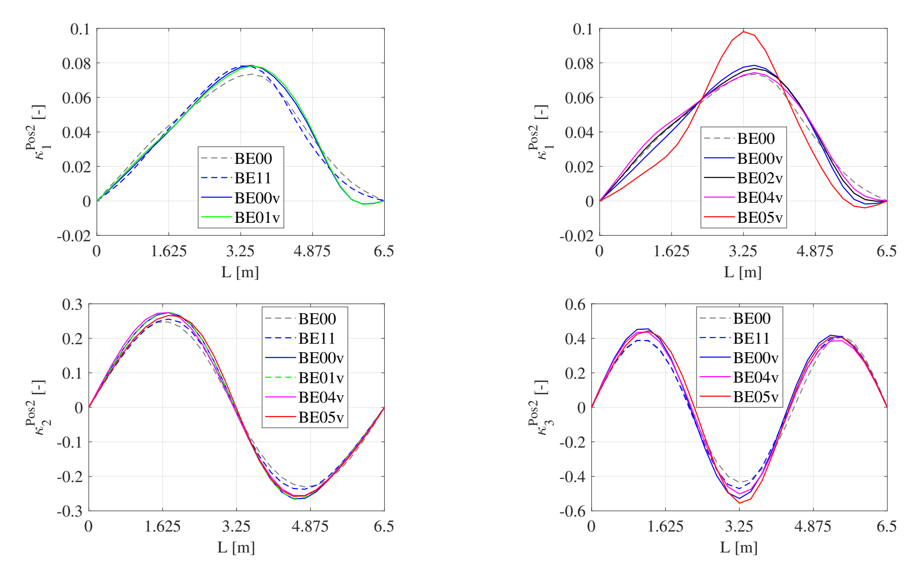


Abbildung 5.38: *B02-v*: Entwicklung der Krümmungen der ersten Eigenform [55] (oben), der zweiten Eigenform (links unten) und der dritten Eigenform (rechts unten)

5.5 Zusammenfassung der Bauteilversuche

Insgesamt wurde an vier Versuchsbalken die Sensitivität der modalen Parameter hinsichtlich einer zunehmenden Steifigkeitsreduktion infolge einer Rissbildung untersucht. Drei dieser Versuchsbalken wurden nach einer Vorschädigung durch eine extern applizierte CFK-Lamelle verstärkt. Dies ermöglichte die Untersuchung des Einflusses des Verstärkungssystems auf die Entwicklung der modalen Parameter. Im Rahmen der Bauteilversuche konnten die Erkenntnisse der numerischen Untersuchungen in Kapitel 3 bestätigt werden. Der signifikante Einfluss der Abtastrate und der Synchronisation auf die Schätzung der modalen Parameter wurde aufgezeigt. Ferner konnte die Eignung der kostengünstigen MEMS-Sensoren für das modalbasierte Monitoring belegt werden. Sie zeichnen sich durch ihre Robustheit, einfache Handhabung und ihren Preis aus. Daher sind diese Systeme gegenüber berührungslosen Messsystemen, wie z.B.

der MPV-800, zu bevorzugen. Es konnte eine hohe Sensitivität der modalen Parameter gegenüber einer zunehmenden Rissbildung beobachtet werden. Rissbreiten kleiner 0,1 mm führten zu Veränderungen der Eigenfrequenzen und Krümmungen der Eigenformen. Dies untermauert das große Potential modalbasierter Verfahren zur Überwachung und Schadensfrüherkennung bei Brückenüberbauten. Während die Veränderungen der Eigenfrequenzen die Schadensfeststellung ermöglichen, können, basierend auf den Krümmungen der Eigenformen, die Bereiche mit reduzierter Steifigkeit detektiert und lokalisiert werden. Symmetrische Schadensbilder können anhand der Verschiebungen der lokalen Extremstellen der Schwingungsbäuche der Eigenformen von asymmetrischen Schadensbildern unterschieden werden. Die lokalen Extremstellen verschieben sich in Richtung der reduzierten Steifigkeit. Rückschlüsse auf die Entwicklung des Schadensausmaßes sind mithilfe der Krümmungen der Eigenformen nicht immer zuverlässig möglich. Ursächlich sind die wechselseitigen Auswirkungen einer zunehmenden Steifigkeitsreduktion bei gleichzeitig anwachsender, räumlicher Ausdehnung der Schädigung. Ein größerer Schädigungsgrad kann sich daher auch in Form einer Ausbauchung und damit einhergehenden kleineren Amplituden der Krümmungen der Eigenformen, im Vergleich zu einer geringeren Schädigung, äußern. Die Lokalisierung der Schädigung ist davon unabhängig immer möglich. Darüber hinaus konnte gezeigt werden, dass die Wirkung von CFK-Lamellen-Verstärkungssystemen mithilfe der modalen Parameter nachvollzogen und überwacht werden kann. Insbesondere die Krümmung der ersten Eigenform reagiert sensitiv auf Steifigkeitsänderungen. Das Überschreiten des maximalen Belastungsniveaus des unverstärkten Versuchsbalkens führt zu einem deutlichen Anstieg der ersten Eigenfrequenz, wohingegen nach Überschreiten der Streckgrenze der Längsbewehrung ein Abfall der ersten und dritten Eigenfrequenz bis hin zum Versagen des Systems zu beobachten ist. Die Krümmungen der ersten Eigenform spiegelten die gleichen Zusammenhänge wider. Die modalen Parameter ermöglichen daher nicht nur die Identifikation und Lokalisierung von Steifigkeitsänderungen, sondern auch einen Rückschluss auf das Belastungsniveau der Struktur, bezogen auf das unverstärkte System. Diese Schlussfolgerung gilt ausschließlich unter der Voraussetzung, dass das Eigengewicht des Verstärkungssystems vernachlässigbar ist. Bei Verstärkungssystemen mit CFK-Lamellen ist dies gegeben. [55]

6 In-situ-Messungen

Dieses Kapitel stellt die durchgeführten In-situ-Messungen an zwei Fußgängerbrücken (Abschnitt 6.1) sowie an einer Straßenverkehrsbrücke (Abschnitt 6.2) dar. Für alle Messkampagnen wurde das entwickelte Messsystem *DiaBriS*, bestehend aus den Menhir-Messgeräten der Firma SEMEX-EngCon GmbH [110], eingesetzt. Die autonom arbeitenden Menhir-Messgeräte beinhalten den entsprechenden Sensor, die Stromversorgung sowie die erforderliche Kommunikationstechnik für die drahtlose Datenübertragung, s. Abschnitt 4.4. Die In-situ-Messungen wurden für die kontinuierliche Weiterentwicklung des Messsystems genutzt. Es erfolgte eine Untersuchung der Einflussfaktoren der Messkette auf die Schätzung der modalen Parameter. Hierzu zählten die Synchronisation, die Abtastrate, die Signallänge, die Sensorart und das Messkonzept. Des Weiteren wurde der Einfluss der Korrosionsschäden an den Auflagerkonsolen sowie der Ertüchtigungsmaßnahmen an den beiden Fußgängerbrücken auf die geschätzten modalen Parameter analysiert. Im Folgenden werden die Messkampagnen, getrennt nach der Art der Betriebslast, vorgestellt. Das Kapitel endet mit einer Zusammenfassung der In-situ-Messungen.

6.1 Fußgängerbrücken

Die Fußgängerbrücken an der Richard-Willstätter-Allee (RWA-Brücke), s. Abbildung 6.1 links, sowie an der Linkenheimer-Allee (LA-Brücke), s. Abbildung 6.1 rechts, in Karlsruhe wurden während der 70er Jahre erbaut. Sie sind nahezu baugleich und unterscheiden sich lediglich in der Breite der Kappen (RWA-Brücke = 0,23 m bzw. LA-Brücke = 0,25 m). Es handelt sich um dreifeldrige Spannbetonbrücken (27 m - 35 m - 27 m) mit einer Gesamtlänge von 96,90 m und einer Breite von 4,10 m (RWA-Brücke) bzw. 4,14 m (LA-Brücke). Das Mittelfeld mit einer Gesamtspannweite von 35 m weist die konstruktive Besonderheit einer 19,20 m langen Einhängeplatte auf. Diese ist über Konsolen auf den Kragarmen der Randfelder gelagert.
Die Ansicht sowie der Längsschnitt der Einhängeplatte der RWA-Brücke ist in Abbildung 6.2 dargestellt. Aus gewichtssparenden Gründen wurden die Einhängeplatten der beiden Brücken über eine Länge von ca. 13,60 m mit Hohlkörpern ausgeführt. Beide Brücken wurden aufgrund von Korrosionsschäden in den Jahren 2019 (RWA-Brücke) und 2020 (LA-Brücke) ertüchtigt und durch eingeschlitzte CFK-Lamellen im Stützbereich der Randfelder verstärkt. In Abbildung 6.2 ist der verstärkte Bereich rot hinterlegt. Schnitt A-A zeigt den Querschnitt des verstärkten Stützbereiches der RWA-Brücke. Das Verstärkungssystem für die LA-Brücke wurde identisch gewählt.





Abbildung 6.1: Fußgängerbrücken an der Richard-Willstätter-Allee (links) [56] und an der Linkenheimer-Allee (rechts)

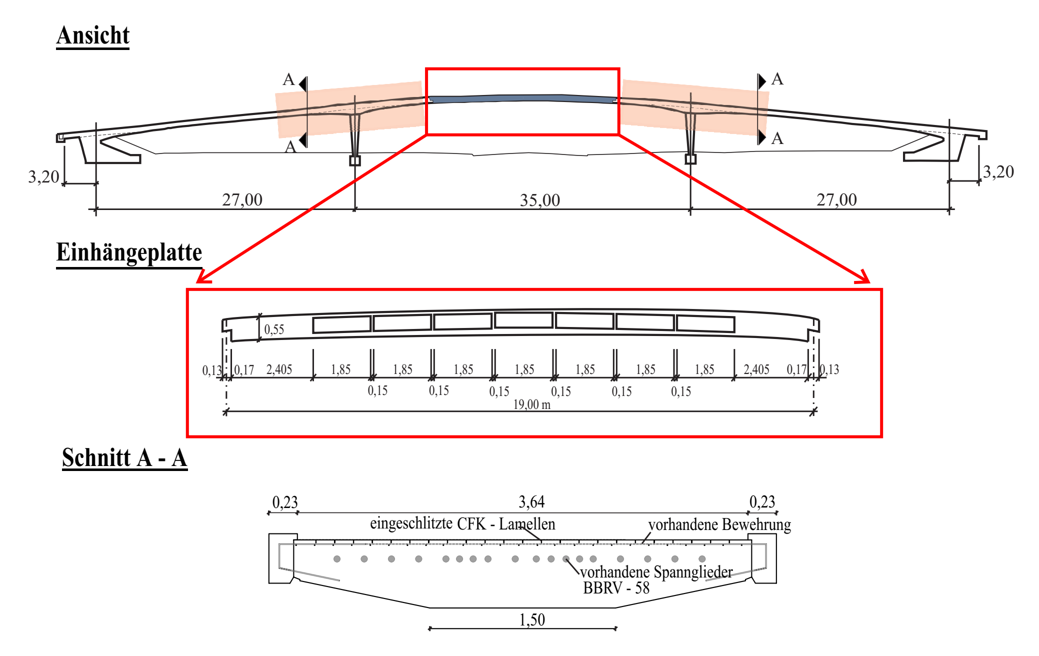


Abbildung 6.2: Ansicht RWA-Brücke (oben), Längsschnitt der Einhängeplatte der RWA-Brücke (mitte) und verstärkter Querschnitt im Stützbereich der RWA-Brücke (unten)

Die elf Menhir-Geräte [110] wurden für die statische Sensorpositionierung (ein Messaufbau) bei beiden Fußgängerbrücken entlang der Längsachse der Einhängeplatte aufgestellt. Die Positionierung erfolgte unter Berücksichtigung der Tabelle A.11. Abbildung 6.3 gibt einen Überblick über die Messachsen entlang der Längsachse sowie der statischen Sensorpositionierung (ein Messaufbau) an den Brücken. Aufgrund der begrenzten Anzahl der zur Verfügung stehenden Sensoren wurden die Messachsen Nord- und Südachse (RWA-Brücke) bzw. Ost- und Westachse (LA-Brücke) nacheinander erfasst. Die Position der Thermometer zur Überwachung der Lufttemperatur sind ebenfalls in Abbildung 6.3 gekennzeichnet.

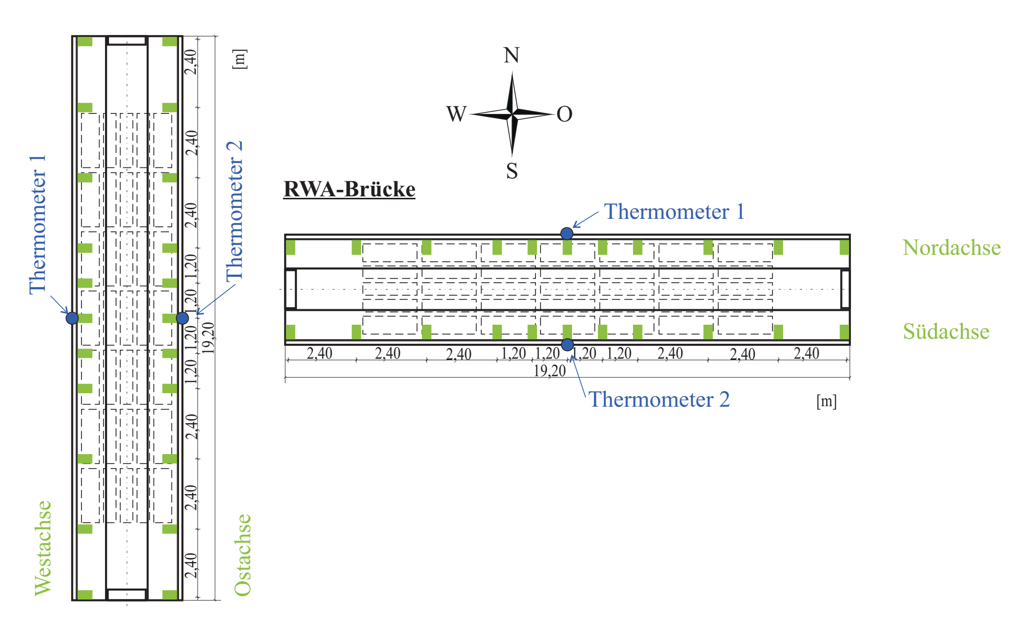


Abbildung 6.3: Ausrichtung und statische Sensorpositionierung der LA-Brücke (links) und RWA-Brücke (rechts)

Die Sensoren schränkten den Fußweg um ca. 0,5 m ein, sodass der Personenverkehr nahezu ungehindert, während den ambienten Messungen, die Brücke passieren konnte, s. Abbildung 6.4. Aus datenschutzrechtlichen Gründen werden ausschließlich Aufnahmen ohne Fußgänger gezeigt.





Abbildung 6.4: Sensorpositionierung entlang der Nordachse an der RWA-Brücke am 12.09.2020 (links) und Menhir-Geräte sowie deren externe GPS-Antennen auf dem Geländer (rechts)

Die erfassten Zeitsignale werden bei allen Messungen durch eine Trendbereinigung und Hoch- und Tiefpassfilter aufbereitet. Bei der RWA- und LA-Brücke wurde ein Butterworth-Filter 4. Ordnung mit Cut-Off-Frequenzen von 0,5 Hz und 20 Hz eingesetzt. Für die modalbasierte Zustandsüberwachung wurden die Eigenfrequenzen und Eigenformen mithilfe der

FDD-Methode geschätzt. Der Einfluss des Schätzverfahrens wird gesondert untersucht, s. Abschnitt 6.1.6. Die ersten drei Eigenfrequenzen der beiden Brücken liegen zwischen f_1 =1,46 Hz und f_3 =5,55 Hz. Jeweils die erste Eigenfrequenz der Brücken liegt daher im Bereich der Schrittfrequenz der Fußgänger [93]. Abbildung 6.4 zeigt die über die Dreibeinkonstruktion ausgerichteten Menhir-Geräte entlang der Nordachse an der RWA-Brücke sowie die über einen Magneten auf dem Geländer befestigten externen GPS-Antennen.

6.1.1 Übersicht der Messungen der Brücke an der Richard-Willstätter-Allee

Die RWA-Brücke wies, insbesondere im Bereich der Konsolen, Korrosionsschäden auf. Die östliche Konsole war im Vergleich zur westlichen stärker betroffen. Zusätzlich waren Korrosionsfahnen im Bereich der Stützen sichtbar. Im Jahr 2019 wurde die Brücke vollständig saniert und zusätzlich durch eingeschlitzte CFK-Lamellen im Stützbereich verstärkt, s. Abbildung 6.2. Beispiele der Korrosionsschäden an der RWA-Brücke sind in Abbildung 6.5 zu sehen. Die Bereiche nach der Ertüchtigung sind in Abbildung 6.6 dargestellt. Seit April 2018 wurden mehrere Messungen an der RWA-Brücke durchgeführt. Das Ziel war, neben der kontinuierlichen Weiterentwicklung des Messsystems *DiaBriS*, die Untersuchung der Einflussfaktoren der Messkette auf die Schätzung der modalen Parameter. Des Weiteren sollte der Einfluss der Schädigung bzw. der Ertüchtigungsmaßnahmen auf die geschätzten modalen Parameter analysiert werden. Im Rahmen aller Messungen wurde ausschließlich das Schwingungsverhalten der 19,20 m langen Einhängeplatte entlang der Nord- (N.A.) und Südachse (S.A.) messtechnisch erfasst, s. Abbildung 6.3. Die Lufttemperatur wurde in Feldmitte der Einhängeplatte an der Nord- und Südseite gemessen. Die erste Messung fand am 05.04.2018 statt. Es wurden elf kapazitive MEMS-Beschleunigungssensoren, die in äquidistantem Abstand entlang der Längsachse der Einhängeplatte positioniert wurden, verwendet. Aufgrund von Straßenbauarbeiten unter der Brücke am Adenauerring unter Einsatz von Vibrationswalzen und zur Sicherstellung einer ausreichenden Erregung wurden keine reinen ambienten Schwingungsmessungen an diesem Tag durchgeführt. Die Brücke wurde zusätzlich durch Sprunganregungen einer Gruppe von drei bis sechs Personen angeregt. Die zweite Messung fand am 23.07.2018 statt. Anstatt der MEMS-Beschleunigungssensoren kamen Geophone zum Einsatz, um die Eignung dieser beiden Sensorarten miteinander zu vergleichen. Es wurden erneut Sprunganregungen durchgeführt. Darüber hinaus erfolgte eine 24-stündige ambiente Dauermessung. In beiden Messkampagnen erfolgte die Synchronisation der lokalen Taktgeber über eine Netzwerksynchronisation, da das Erfordernis der hochpräzisen GPS-Synchronisation, selbst bei niedrigen Eigenfrequenzen, erst während der Ertüchtigungsarbeiten erkannt wurde. Die Messungen, anschließend an die Ertüchtigungsarbeiten, dienten in erster Linie als Leistungstest für die GPS-Synchronisation. Am 17.07.2019 erfolgte die GPS-Synchronisation mithilfe einer externen GPS-Antenne. Das Signal wurde über eine Kabelverbindung an die restlichen Menhir-Systeme weitergeleitet. Ab dem 24.03.2020 wurde jedes Menhir-Gerät mit einer eigenen externen GPS-Antenne ausgestattet. Eine hochpräzise GPS-Synchronisation konnte jedoch erst ab dem 11.09.2020 realisiert werden.





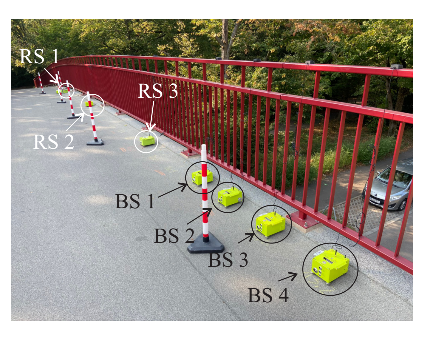
Abbildung 6.5: RWA-Brücke: Korrosionsschaden an der östlichen Auflagerkonsole (links), im Stützbereich des östlichen Randfeldes (mitte) und im Bereich der Übergangskonstruktion (rechts) [56]





Abbildung 6.6: RWA-Brücke: Sanierte östliche Auflagerkonsole (links), Stützbereich des Randfeldes nach Sanierung (mitte) und neue Übergangskonstruktion am östlichen Ende der Einhängeplatte (rechts) [56]

Neben dem statischen Messaufbau (ein Messaufbau) wurde der Einfluss mehrfacher Messaufbauten und den damit einhergehenden Zusammenführungsstrategien auf die geschätzten modalen Parameter analysiert. Hierzu wurden fünf Referenzsensoren (*RS*) und drei bzw. vier Bewegungssensoren (*BS*), die für jeden Messaufbau versetzt wurden, verwendet. Abbildung 6.7 zeigt exemplarisch die Sensorpositionierung für zwei Messaufbauten mit fünf *RS* und vier *BS* an der RWA-Brücke. Tabelle 6.1 gibt einen Überblick über die durchgeführten Messungen, den eingesetzten Sensoren, der untersuchten Abtastraten und der Synchronisation.



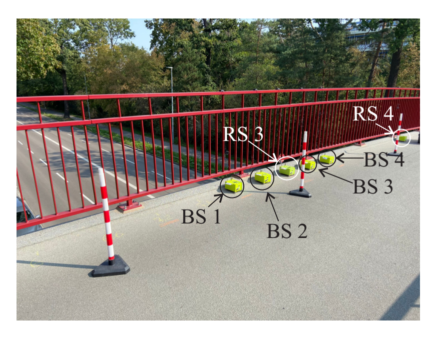


Abbildung 6.7: RWA-Brücke: Zwei Messaufbauten mit fünf Referenzsensoren (*RS*) und vier beweglichen Sensoren (*BS*) am 12.09.2020

Tabelle 6.1: Übersicht der durchgeführten Messungen an der RWA-Brücke

	Sensorart	Abtastrate	Erregung	Synchronisation
05.04.2018	MEMS	1000 Hz	ambient und Sprungerregung mit 3 bis 6 Personen	Netzwerksynchronisation
23.07.2018	Geophon	400 Hz	ambient und Sprungerregung mit 3 bis 6 Personen	Netzwerksynchronisation
17.07.2019	MEMS	100 Hz, 200 Hz, 400 Hz, 800 Hz	ambient	eine GPS-Antenne, kabelgebundene Übertragung des GPS-Signals an die restlichen Menhir-Geräte
24.03.2020	MEMS	400 Hz, 800 Hz, 1000 Hz	ambient	GPS-Antenne pro Menhir-Gerät
11.09.2020 bis 14.09.2020	MEMS	200 Hz, 400 Hz, 800 Hz, 1000 Hz	ambient	GPS-Antenne pro Menhir-Gerät

6.1.2 Übersicht der Messungen der Brücke an der Linkenheimer-Allee

Die Messungen an der nahezu baugleichen LA-Brücke dienten zur Validierung der Messergebnisse der RWA-Brücke. Die LA-Brücke wies Schäden in der Beschichtung der Fahrbahnplatte auf, s. Abbildung 6.3 links oben. Darüber hinaus war die Übergangskonstruktion (ÜKO) an der nördlichen Auflagerkonsole der Einhängeplatte (s. Abbildung 6.3 links unten) beschädigt, sodass Tausalze in die Konstruktion eindringen konnten. Diese Brücke wurde im Jahr 2020 saniert und ebenfalls durch eingeschlitzte CFK-Lamellen im Stützbereich verstärkt. Im Rahmen der Sanierungsarbeiten wurde das Geländer erhöht, sodass es zu einem Masseneintrag in das Gesamtsystem kam. In Abbildung 6.8 rechts ist das Geländer vor (oben) und nach (unten) den Ertüchtigungsmaßnahmen zu sehen. Tabelle 6.2 gibt einen Überblick über die beiden Messkampagnen. Die Messungen am 25.03.2020 fanden direkt vor der Sperrung der LA-Brücke statt. Am 16.09.2020 wurde die LA-Brücke wieder für den Fußgängerverkehr frei gegeben. An diesem Tag erfolgte die zweite Messkampagne mit elf MEMS-Beschleunigungssensoren. Eine hochpräzise GPS-Synchronisation konnte am 16.09.2020 erzielt werden. Zuvor konnte eine unvollständige GPS-Synchronisation der Sensoren nicht ausgeschlossen werden. An beiden Untersuchungstagen wurde das Schwingungsverhalten der Ost- (O.A.) und Westachse (W.A.) erfasst, s. Abbildung 6.3. Der Messzeitraum betrug mindestens zwei Stunden pro Achse.



Abbildung 6.8: LA-Brücke: Korrosionsfahnen und beschädigte Beschichtung (links oben), beschädigte Übergangskonstruktion an der nördlichen Auflagerkonsole der Einhängeplatte (links unten), Geländer vor der Ertüchtigungsmaßnahme (rechts oben) und erhöhtes Geländer nach der Ertüchtigungsmaßnahme (rechts unten)

Tabelle 6.2: Übersicht der durchgeführten Messungen an der LA-Brücke

	Sensorart	**Abtastrate**	**Erregung**	**Synchronisation**
25.03.2020	MEMS	1000 Hz	ambient	GPS-Antenne pro Menhir-Gerät
16.09.2020	MEMS	1000 Hz	ambient	GPS-Antenne pro Menhir-Gerät

6.1.3 Vorgehen bei der Auswertung

Die In-situ-Messungen an den Fußgängerbrücken umfassten einen Zeitraum zwischen 2 h und 24 h. Die erhobenen Schwingungsantworten der Struktur wurden im Anschluss an die Messungen in einer relationalen Datenbank verwaltet. Von dort werden die Daten anhand des Zeitstempels per SQL (*Structured Query Language*) abgefragt und zur Gesamtdatenmatrix zusammengesetzt. Nach der Signalaufbereitung (Trendbereinigung, Hoch- und Tiefpassfilter, s. Abschnitt 6.1) werden die modalen Parameter mithilfe des jeweiligen OMA-Verfahrens geschätzt. Im Rahmen der Auswertung der Brückenmessungen wird zwischen dem *Messzeitraum* und der Signallänge des analysierten *Zeitfensters* unterschieden. Der *Messzeitraum* gibt die Gesamtzeit der Messkampagne pro Einstellungskonfiguration an. Einstellungskonfigurationen können sich in der Sensorpositionierung oder der Abtastrate unterscheiden. Pro Konfiguration wurde mindestens ein Messzeitraum von 40 min gewählt. Die *Signallänge* ist die Länge

des Zeitfensters, die den Umfang des Datensatzes bestimmt basierend auf dem die modalen Parameter für ein bestimmtes Zeitfenster, innerhalb eines Messzeitraums, geschätzt werden. Für die modalbasierte Schadensanalyse bzw. der Untersuchung der einzelnen Einflussfaktoren der Messkette, werden die in einem Messzeitraum geschätzten Eigenformen einer Einstellungskonfiguration gemittelt. Die gemittelten modalen Parameter wurden aus mindestens fünf Zeitfenstern berechnet. Abbildung 6.9 veranschaulicht die Unterteilung des Messzeitraums in die einzelnen Zeitfenster am Beispiel von fünf Sensoren (Menhir-Geräten).

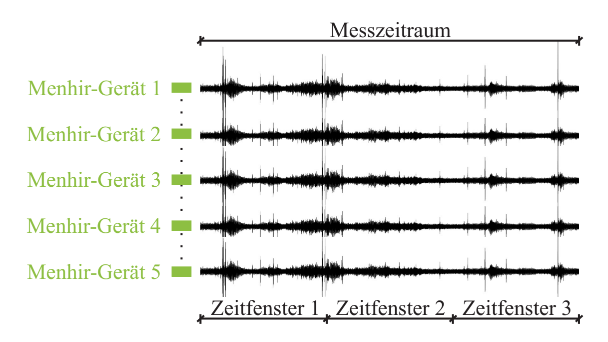


Abbildung 6.9: Unterscheidung zwischen den Begrifflichkeiten *Messzeitraum* und *Zeitfenster*

6.1.4 Modalbasierte Schadensanalyse

Das Ziel der ersten Messung an der RWA-Brücke am 05.04.2018 war die Untersuchung des Einflusses des, an den Auflagerkonsolen sichtbaren, Korrosionsschadens auf die geschätzten Eigenformen. Die Eigenfrequenzen konnten in diesem Fall nicht als Schadensfeststellungsverfahren herangezogen werden, da keine vorangegangene Referenzmessung zur Verfügung stand. Basierend auf der ersten Messung können mithilfe der Symmetrieeigenschaften der Eigenformen und deren Krümmungen potenziell vorhandene veränderte Steifigkeitsverhältnisse in einem System festgestellt werden, s. Tabelle 3.5 und 3.6. Abbildung 6.10 links zeigt die geschätzten ersten drei spline-interpolierten Eigenformen der RWA-Brücke am 05.04.2018. Die erste Eigenform weist am stärker geschädigten östlichen (rechten) Auflager eine größere Amplitude im Vergleich zur westlichen (linken) Auflagerkonsole auf. Der Einfluss der Korrosion an der östlichen Auflagerkonsole ist darüber hinaus, durch Betrachtung der nulllinienangepassten Eigenformen in Abbildung 6.10 rechts, ersichtlich. Die Gründe für die Nulllinienanpassung der Eigenformen wurden bereits im Rahmen der numerischen Untersuchungen in Abschnitt 3.4.5 erläutert. Für ein besseres Verständnis werden die Aspekte an dieser Stelle nochmals aufgezeigt. Die Konsolenlagerung der Einhängeplatte kann vereinfacht als eine Federlagerung betrachtet werden. Die Amplituden der Eigenformen an den Auflagerpunkten wurden zu Null gesetzt und die restlichen Amplitudenwerte auf diese neue Nulllinie umgerechnet. Der Vorteil dieser Nulllinienanpassung beruht auf der Umwandlung der Federlagerung zu einer gelenkigen Lagerung mit bekannten Randbedingungen ($w{=}\kappa{=}0$). Dies erlaubt die Anwendung des

Mixed Approach (v2) [73], der eine direkte Berechnung geglätteter Eigenformen, Neigungen und Krümmungen unter Nutzung der Penalty-Faktoren α und β ermöglicht. Darüber hinaus werden, dank der veränderten Amplitudenverhältnisse zwischen den Auflagerpunkten und den lokalen Extremstellen, die Schwingungsbäuche der zweiten Eigenform sichtbar.

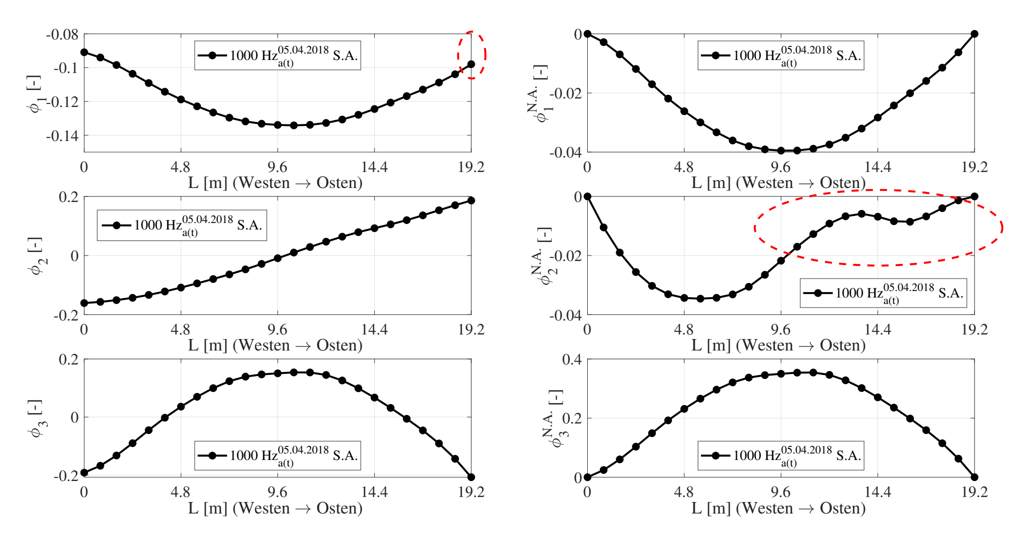


Abbildung 6.10: RWA-Brücke 05.04.2018: geschätzte spline-interpolierte Eigenformen (links) und nulllinienangepasste geschätzte spline-interpolierte Eigenformen (rechts)

Der Korrosionsschaden am östlichen Auflager führt zu einer reduzierten Steifigkeit. Dies geht einher mit einer unvollständigen Ausbildung des an die Schädigung angrenzenden Schwingungsbauches der zweiten Eigenform, s. Abbildung 6.10 rechts. Abbildung 6.11 links zeigt die Krümmungen der ersten drei nulllinienangepassten Eigenformen. Die reduzierte Steifigkeit der östlichen Auflagerkonsole führt zu einer Verschiebung der lokalen Extremstellen der Schwingungsbäuche der ersten und dritten Eigenform in Richtung der reduzierten Steifigkeit. Des Weiteren zeigen die Krümmungen der zweiten Eigenform die unvollständige Ausbildung des rechten Schwingungsbauches der zweiten Eigenform, angrenzend an die Schädigung. An der LA-Brücke wurde aufgrund der beschädigten ÜKO eine Schädigung an der nördlichen Auflagerkonsole festgestellt, s. Abbildung 6.8. An der südlichen Auflagerkonsole war, nach Abtrag der Beschichtung im Rahmen der Ertüchtigungsmaßnahmen, keine Schädigung sichtbar. Abbildung 6.11 rechts zeigt die spline-interpolierten ersten drei Eigenformen der LA-Brücke am 25.03.2020 vor der Ertüchtigung. Die Amplitude der ersten Eigenform am nördlichen Auflager ist deutlich größer als jene an der südlichen Lagerung. Dies spricht, in Analogie zu den Ergebnissen der RWA-Brücke, für eine reduzierte Steifigkeit der nördlichen Auflagerkonsole. Auffällig ist, dass die Amplituden an der südlichen Auflagerkonsole bei der zweiten und dritten Eigenform unverhältnismäßig klein sind. Es kann nicht ausgeschlossen werden, dass dieser Sensor eine fehlerhafte GPS-Synchronisation aufwies. Die GPS-Synchronisation wurde zwischen den Messungen im März und September 2020 optimiert. Nichtsdestotrotz stimmen die

Ergebnisse der modalbasierten Schadensanalyse an den Einhängeplatten der Fußgängerbrücken sehr gut mit den im Rahmen der numerischen Untersuchungen identifizierten Charakteristiken des Schadensszenarios $D4$ überein, s. Abschnitt 3.4.5.

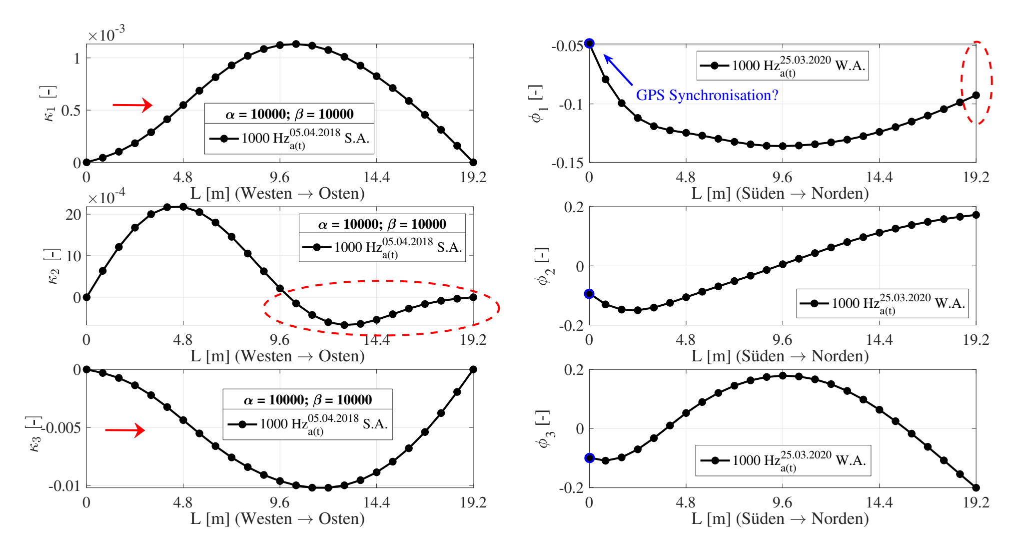
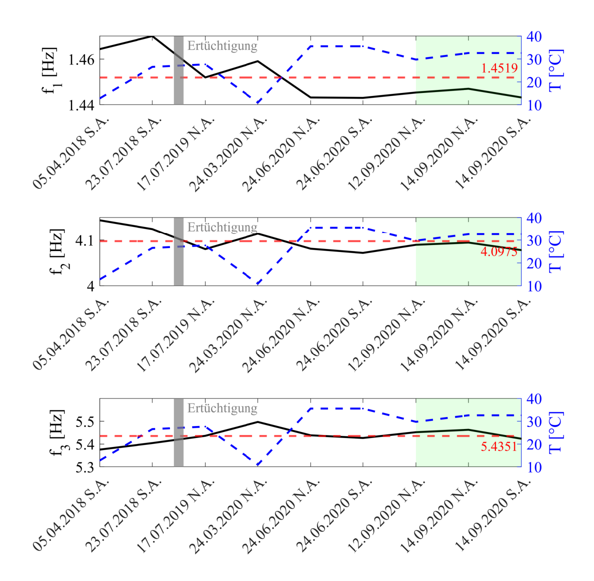


Abbildung 6.11: Krümmungen der nulllinienangepassten geschätzten spline-interpolierten Eigenformen der RWA-Brücke am 05.04.2018 (links) und geschätzte spline-interpolierte Eigenformen der LA-Brücke am 25.03.2020 (rechts)

6.1.5 Modalbasierte Überprüfung der Ertüchtigungsmaßnahmen

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Schwingungsmessungen vor und nach den Ertüchtigungsmaßnahmen verglichen, mit dem Ziel die Effektivität der Maßnahmen zu überprüfen. Abbildung 6.12 links zeigt die Entwicklung der Eigenfrequenzen der RWA-Brücke (schwarze Linie) seit der ersten Messung im April 2018. Tendenziell ist eine Abnahme der ersten und zweiten und eine Zunahme der dritten Eigenfrequenz, infolge der Ertüchtigungsmaßnahmen, zu beobachten. Jedoch dürfen die Schwankungen der Eigenfrequenzen, infolge der Temperaturunterschiede an den einzelnen Messtagen, nicht außer Acht gelassen werden. Die gemittelte Lufttemperatur zwischen der Nord- und Südseite der Brücke ist in Blau dargestellt. Grundsätzlich ist zu erkennen, dass erhöhte Lufttemperaturen, wie erwartet, zu niedrigeren Eigenfrequenzen führen und umgekehrt. Darüber hinaus muss davon ausgegangen werden, dass die Eigenfrequenzen von dem Fußgängerverkehr beeinflusst werden, s. Abschnitt 3.4.4. Dies ist insbesondere aufgrund der Lage der ersten Eigenfrequenz im Bereich der Schrittfrequenz der Fußgänger der Fall.
Die Eigenfrequenzen der LA-Brücke (s. Abbildung 6.12 rechts) sind nach den Ertüchtigungsmaßnahmen bis zu 1,67 % (f_1) geringer. Dies kann zum einen auf die erhöhten Temperaturen

und zum anderen auf die zusätzliche Masse, infolge des aufgestockten Brückengeländers, zurückgeführt werden. Die Entwicklung der Eigenfrequenzen kann aufgrund der hohen Sensitivität gegenüber Temperatureinflüssen (s. Abschnitt 2.1.5) und der Abhängigkeit vom Fußgängerverkehr (s. Abschnitt 3.4.4) als kein zuverlässiger Schadensidentifikationsparameter herangezogen werden.



	25.03.2020	16.09.2020
T [°C]	10, 6	26, 2
f_1 [Hz]	1, 51	1, 48
f_2 [Hz]	4, 24	4, 20
f_3 [Hz]	5, 55	5, 50
Δf_1 [%]	−1, 67	
Δf_2 [%]	−0, 77	
Δf_3 [%]	−1, 07	

Abbildung 6.12: Entwicklung der Eigenfrequenzen der RWA-Brücke seit 05.04.2018 (links) und die Eigenfrequenzen der LA-Brücke vor (25.03.2020) und nach der Ertüchtigung am 16.09.2020 (rechts)

Dagegen eignen sich die Eigenformen und deren Krümmungen zur Beurteilung der Effektivität der Ertüchtigungsmaßnahmen aufgrund ihrer sehr geringen Sensitivität gegenüber Temperaturschwankungen. Durch die Mittelwertbildung, über einen längeren Messzeitraum (ca. 60 min), können die Schwankungen infolge des Fußgängerverkehrs ebenfalls herausgefiltert werden, s. Abschnitt 3.4.4 und [58]. Abbildung 6.13 zeigt die ersten drei Eigenformen der RWA- sowie LA-Brücke vor (schwarz) und nach (grün) den Ertüchtigungsmaßnahmen. Die Amplituden der ersten Eigenform der RWA-Brücke sind an beiden Auflagerkonsolen, dank der Sanierung, kleiner, s. Abbildung 6.13 links. Dies spricht für eine erhöhte Steifigkeit und folglich für eine effektive Sanierung der Brücke, da nun ein annähernd symmetrisches Schwingungsverhalten der Brücke vorliegt. Des Weiteren befinden sich die lokalen Extremstellen der ersten und dritten Eigenform nach der Sanierung nahezu in Feldmitte. Dies entspricht dem erwarteten Schwingungsverhalten des symmetrischen Systems. Betrachtet man die Eigenformen der LA-Brücke, sind ähnliche Charakteristiken zu erkennen. Nach den Ertüchtigungsmaßnahmen sind die Eigenformen der LA-Brücke nahezu symmetrisch. Deutlich erkennbar wird dies durch die Betrachtung der Krümmungen der Eigenformen in Abbildung 6.14. Nach den Ertüchtigungsmaßnahmen weisen beide Brücken nahezu symmetrische Krümmungsverläufe für alle drei Moden auf. Die

Verschiebung der lokalen Extremstellen der ersten und dritten Eigenform sind deutlich zu sehen. Insbesondere die Schwingungsbäuche der zweiten Eigenform können sich wieder vollständig ausbilden. Abbildung 6.15 vergleicht die geschätzten Eigenformen der Ost- und Westachse der LA-Brücke nach den Ertüchtigungsmaßnahmen am 16.09.2020. Das Schwingungsverhalten der Brücke ist demnach nicht nur in Längsrichtung symmetrisch, sondern auch in Querrichtung. Dies untermauert die erfolgreiche Durchführung der Ertüchtigungsmaßnahmen.

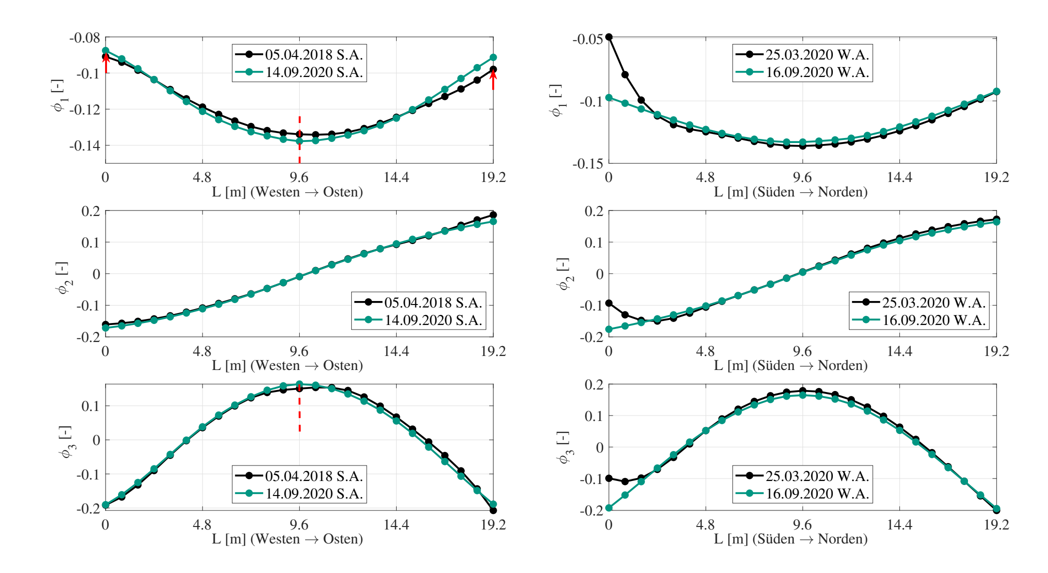


Abbildung 6.13: Geschätzte spline-interpolierte Eigenformen der RWA-Brücke vor (05.04.2018) (f_s =1000 Hz) und nach den Ertüchtigungsmaßnahmen am 14.09.2020 (f_s =1000 Hz) jeweils entlang der Südachse (S.A.) (links) und geschätzte spline-interpolierte Eigenformen der LA-Brücke vor (25.03.2020) und nach den Ertüchtigungsmaßnahmen am 16.09.2020 (f_s =1000 Hz) jeweils entlang der Westachse (W.A.) (rechts)

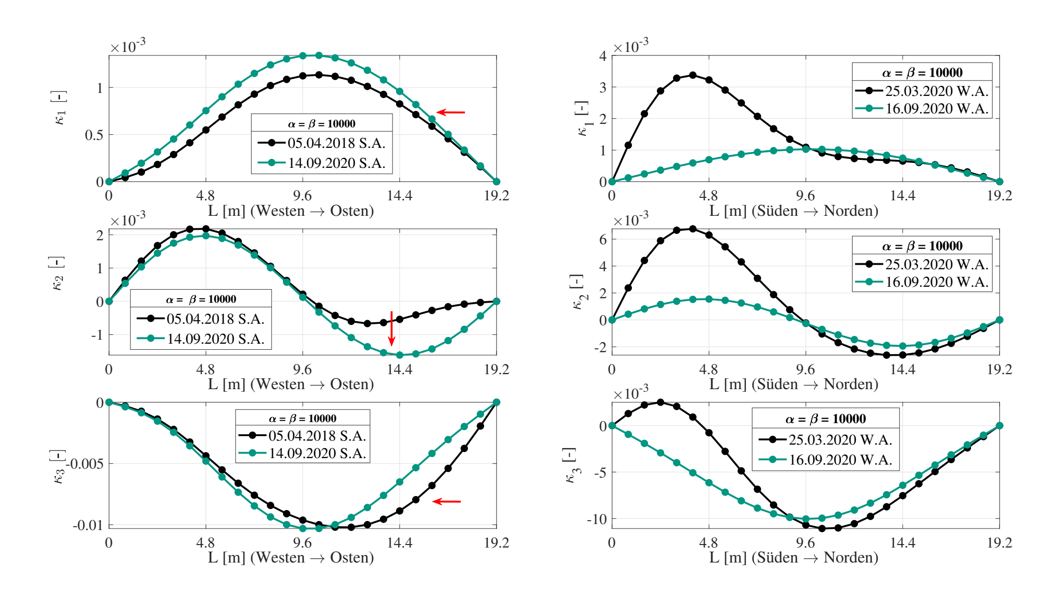


Abbildung 6.14: Krümmungen der nulllinienangepassten geschätzten spline-interpolierten Eigenformen der RWA-Brücke (Südachse S.A.) vor (05.04.2018) und nach den Ertüchtigungsmaßnahmen am 14.09.2020 (links) sowie die Krümmungen der nulllinienangepassten geschätzten spline-interpolierten Eigenformen der LA-Brücke (Westachse W.A.) vor (25.03.2020) und nach den Ertüchtigungsmaßnahmen am 16.09.2020 (rechts) jeweils gemessen mit einer Abtastrate von 1000 Hz

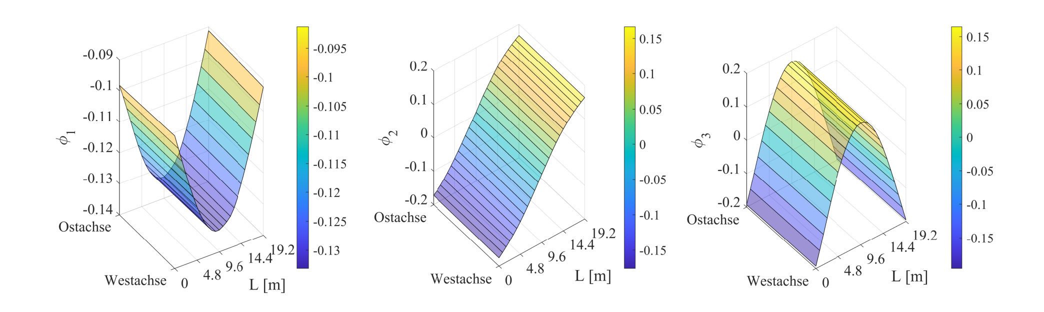


Abbildung 6.15: LA-Brücke: Geschätzte Eigenformen der West- und Ostachse am 16.09.2020 (f_s =1000 Hz)

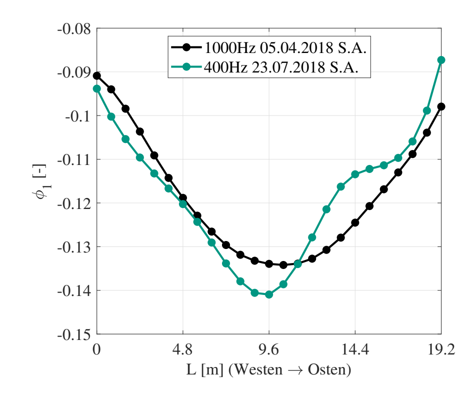
6.1.6 Einflussfaktoren der Messkette

Im Folgenden werden die Einflussfaktoren der Messkette auf die geschätzten modalen Parameter untersucht. Aufgrund der nicht eliminierbaren Streuungen der Eigenfrequenzen infolge der Temperaturschwankungen und Betriebslasten erfolgt die Untersuchung basierend auf den

geschätzten Eigenformen. Zunächst werden die beiden Sensorarten, MEMS-Beschleunigungssensor und Geophon, verglichen. Daraufhin wird der Einfluss der Synchronisation, der Abtastrate sowie der Signallänge auf die geschätzten modalen Parameter dargestellt. Die in Abschnitt 2.2.2 vorgestellten OMA-Verfahren: (1) FDD-Methode, (2) CoV-SSI-Methode und (3) CoS-SSI-Methode werden miteinander verglichen und die Vor- und Nachteile aufgezeigt. Abschließend werden die Ergebnisse der mehrfachen Messaufbauten und den in Abschnitt 2.3.4 vorgestellten Zusammenführungsstrategien PoGER und PreGER gegenübergestellt. Es erfolgt ein Vergleich der Ergebnisse mit denen des statischen Messaufbaus. Diese Untersuchungen wurden ausschließlich an der RWA-Brücke durchgeführt.

Vergleich der Sensorarten MEMS und Geophon

Die Wahl des geeigneten Sensors für eine Monitoringmaßnahme ist maßgeblich abhängig von dessen Messbereich und seiner Auflösegenauigkeit. In Abschnitt 2.3.1 wurden die beiden Sensorarten MEMS und Geophon vorgestellt und deren Messbereiche in Abbildung 2.19 illustriert. Die Geophone können Frequenzen ab 1 Hz erfassen. Jedoch weisen diese Sensoren eine höhere Auflösegenauigkeit auf. Daher sollte überprüft werden, inwieweit sich diese Auflösegenauigkeit auf die Schätzung der modalen Parameter auswirkt.
Für den Vergleich der Sensorarten MEMS (Beschleunigung) und Geophon (Geschwindigkeit) werden die Messungen vom 05.04.2018 (MEMS) und 23.07.2018 (Geophon) herangezogen. Abbildung 6.16 zeigt die geschätzte erste und dritte Eigenform der RWA-Brücke, basierend auf den Schwingungsdaten der MEMS-Sensoren (schwarz) und der Geophone (grün). Insbesondere die erste Eigenform weist deutliche Unterschiede auf. Ein asymmetrischer Verlauf und eine kleinere Schwingungsamplitude am geschädigten östlichen Auflager sind bei der Schätzung, basierend auf den Daten der Geophone, zu erkennen. Die Verschiebung der lokalen Extremstelle der dritten Eigenform in Richtung des östlichen Auflagers aufgrund der dort reduzierten Steifigkeit ist nicht zu erkennen. Ein Grund hierfür kann die reduzierte Abtastrate von 400 Hz in Kombination mit der Netzwerksynchronisation sein. Die Auswirkungen der Abtastrate auf die geschätzten modalen Parameter werden in den folgenden Unterabschnitten aufgezeigt. Wahrscheinlicher ist in diesem Fall, dass das Geophon nicht in der Lage ist, das Schwingungsverhalten der Brücke korrekt zu erfassen. Zum einen liegt die erste Eigenfrequenz der Brücke mit 1,46 Hz nahe der Grenzfrequenz von 1,0 Hz des Geophons. Zum anderen weist das eingesetzte Geophon eine gemäß DIN 45669-1:2010-09 [31] zulässige Abweichung zur Bezugsfrequenz von bis zu ±20 % im Bereich der ersten und bis zu ±10 % im Bereich der zweiten und dritten Eigenfrequenz der Brücke auf, s. Abbildung 6.17. Die zulässigen Streuungen führen vermutlich zu einer Überdeckung der charakteristischen Änderungen der Eigenformen infolge der Steifigkeitsreduktion am östlichen Auflager. Aus diesem Grund wurden für alle weiteren Messungen die MEMS-Beschleunigungssensoren verwendet.



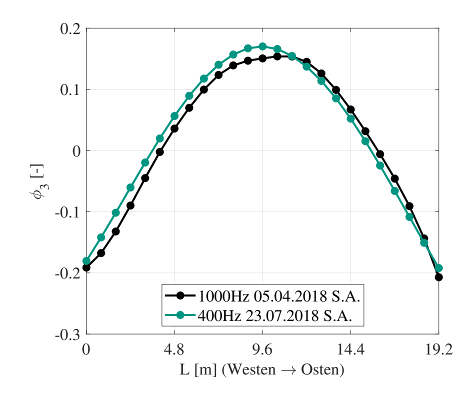


Abbildung 6.16: RWA-Brücke: Geschätzte spline-interpolierte erste (links) und dritte (rechts) Eigenform am 05.04.2018 (MEMS, f_s =1000 Hz) und am 23.07.2018 (Geophon, f_s =400 Hz) gemessen entlang der Südachse (S.A.)

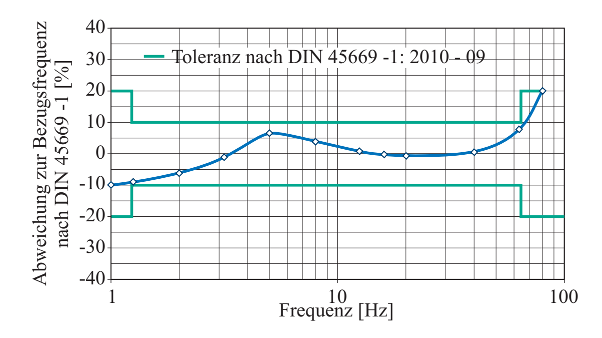


Abbildung 6.17: Abweichung des Geophons zur Bezugsfrequenz nach DIN 45669-1: 2010-09 [31, 117]

Einfluss der Abtastrate, Signallänge und Synchronisation

Bereits die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen sowie der Bauteilversuche untermauerten die Relevanz der Synchronisation, der Abtastrate und der gewählten Signallänge für die Qualität und Übereinstimmung der geschätzten modalen Parameter. Abbildung 6.18 zeigt die mit der FDD-Methode geschätzte erste Eigenform der RWA-Brücke ohne (links) und mit (rechts) einer hochpräzisen GPS-Synchronisation für fünf Zeitfenster. Trotz der sehr tiefen ersten Eigenfrequenz von ≈ 1,5 Hz ist der Einfluss der unvollständigen Synchronisation bei vier Sensoren eindeutig ersichtlich, s. Abbildung 6.18 links rote Kennzeichnung. Diese Sensoren müssten für die Spline-Interpolation ausgeschlossen werden. Die deckungsgleich geschätzte erste Eigenform, bei einer hochpräzisen GPS-Synchronisation, ist dagegen in Abbildung 6.18 rechts dargestellt.

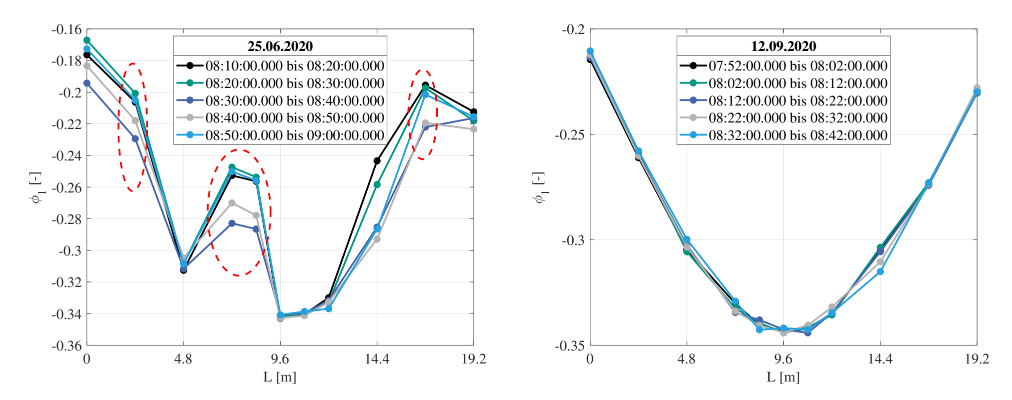


Abbildung 6.18: RWA-Brücke: Geschätzte erste Eigenform (Signallänge = 10 min, Abtastrate = 1000 Hz) ohne (links) und mit (rechts) hochpräziser GPS-Synchronisation

Eine ausreichend hohe Abtastrate ist ebenfalls Grundvoraussetzung für eine erfolgreiche Schätzung der modalen Parameter. Die über jeweils einen Messzeitraum von 60 min mit einer Signallänge von 10 min gemittelten geschätzten Eigenformen für die Abtastraten 200 Hz, 400 Hz, 800 Hz und 1000 Hz sind in Abbildung 6.19 links dargestellt. Nennenswerte Amplitudenunterschiede sind nicht ersichtlich.

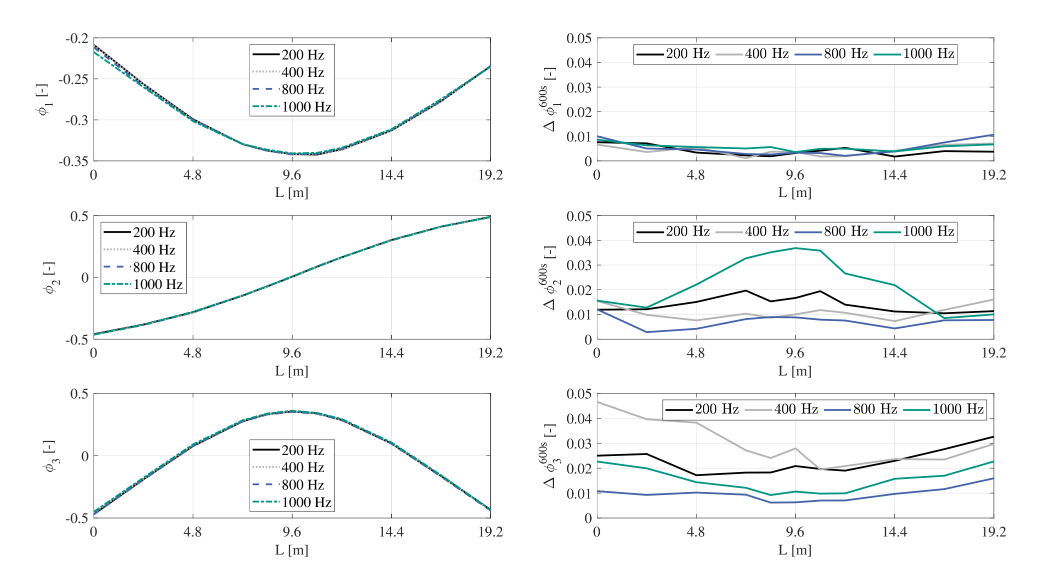


Abbildung 6.19: RWA-Brücke: Gemittelte geschätzte Eigenformen (links) und maximale Amplitudendifferenz der geschätzten Eigenformen (rechts) in Abhängigkeit der Abtastrate bei einer Signallänge von 600 s

Die Betrachtung der Differenz der maximalen Eigenformamplituden in Abbildung 6.19 rechts ermöglicht eine tiefergehende Bewertung. Die größeren Amplitudenunterschiede bei der

zweiten Eigenform, bei einer Abtastrate von 1000 Hz, können auf sehr kleine Abweichungen im Bereich des Schwingungsknotens in Feldmitte zurückgeführt werden. Die Amplitudendifferenz der dritten Eigenform lässt darauf schließen, dass die höheren Abtastraten, 800 Hz und 1000 Hz, zu besseren Ergebnissen führen. Abschließend kann jedoch kein maßgeblicher Einfluss der Abtastrate festgestellt werden, sodass 200 Hz für diese Brücke als ausreichend angesehen werden kann.
Der Einfluss der Signallänge ist in Abbildung 6.20 dargestellt. Bei der Betrachtung, der über einen Messzeitraum von 60 min unter Berücksichtigung der jeweiligen Signallängen gemittelten, geschätzten Eigenformen sind nahezu keine Amplitudenunterschiede der Eigenformen zu erkennen, s. Abbildung 6.20 links. Die maximalen Amplitudendifferenzen der geschätzten Eigenformen, in Abhängigkeit der Signallänge, zeigen dagegen, dass insbesondere für die Schätzung der dritten Eigenform eine Signallänge von mindestens 5 min sinnvoll ist. Darüber hinaus ist ersichtlich, dass der Einfluss der Abtastrate im Vergleich zu dem der Signallänge geringer ist, s. Abbildung 6.19 und 6.20 rechts. Grundvoraussetzung für diese Aussage ist, dass die Abtastrate ausreichend hoch gewählt wurde, um die Moden unter Einhaltung der Nyquist-Frequenz korrekt erfassen zu können, s. Abschnitt 2.3.2.

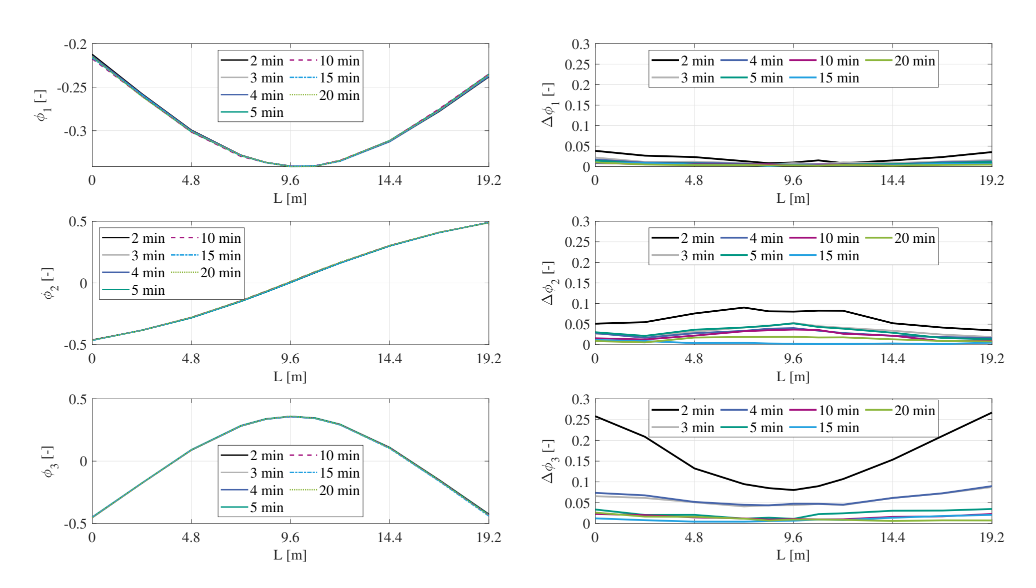


Abbildung 6.20: RWA-Brücke: Gemittelte geschätzte Eigenformen (links) und maximale Amplitudendifferenz der geschätzten Eigenformen (rechts) in Abhängigkeit der Signallänge bei einer Abtastrate von 1000 Hz

Einfluss des OMA-Schätzverfahrens

Die bisherigen modalen Parameter wurden mithilfe der FDD-Methode (s. Abschnitt 2.2.2) geschätzt. Im Folgenden werden diese mit den Schätzungen, basierend auf den parametrischen

Zeitbereichsmethoden, CoV-SSI (s. Abschnitt 2.2.2) und CoS-SSI (s. Abschnitt 2.2.2), verglichen und die Vor- und Nachteile herausgearbeitet. Abbildung 6.21 stellt die mit den drei Verfahren geschätzten ersten drei Eigenformen gegenüber.

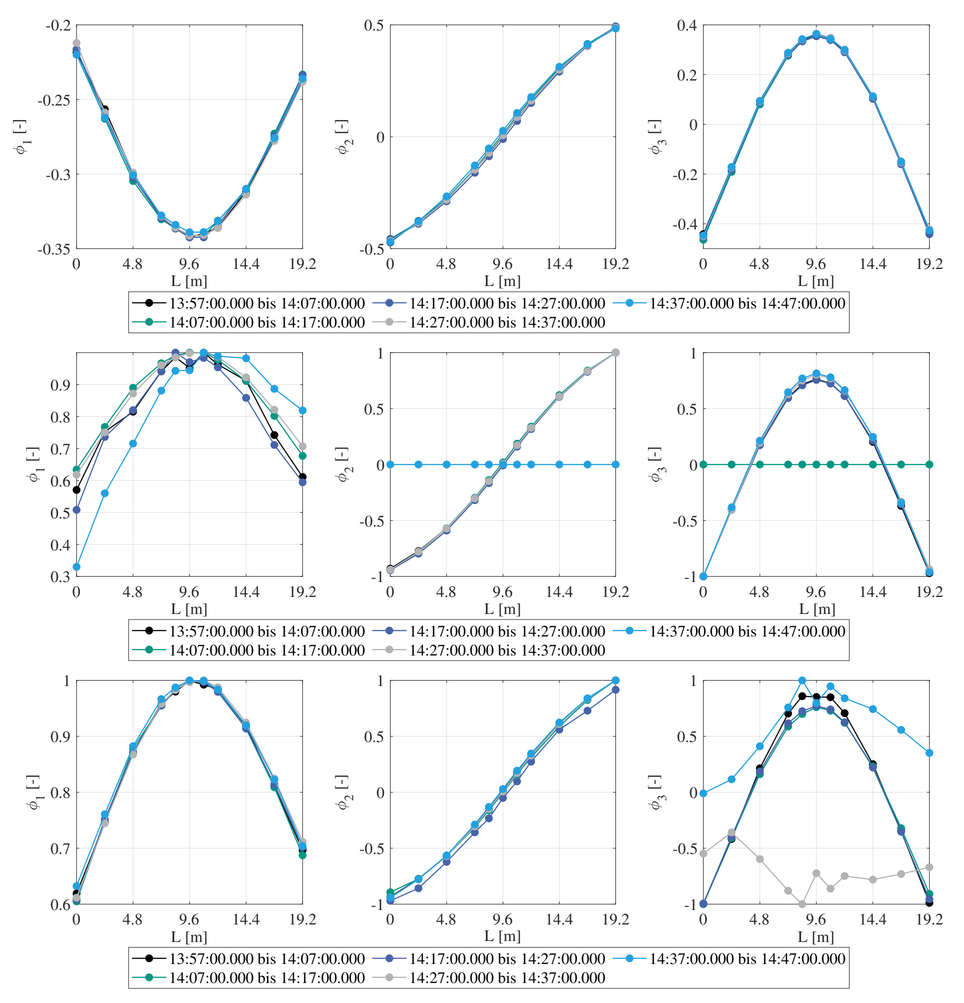


Abbildung 6.21: Geschätzte Eigenformen der RWA-Brücke am 14.09.2020: FDD- (oben), CoV-SSI- (mitte) und CoS-SSI-Methode (unten) mit einer Abtastrate von 1000 Hz und einer Signallänge von 10 min

Als Datenbasis wurde die Messung vom 14.09.2020 (Abtastrate f_s =1000 Hz) im Messzeitraum von 13:57:00 Uhr bis 14:47:00 Uhr gewählt. Der Messzeitraum wurde in fünf Zeitfenster mit einer Signallänge von 10 min unterteilt. Die mit der FDD-Methode geschätzten Eigenformen sind für alle Zeitfenster deckungsgleich, s. Abbildung 6.21 oben. Dagegen konnten mit den parametrischen Zeitbereichsmethoden, CoV-SSI und CoS-SSI, nicht für alle Zeitfenster deckungsgleiche Moden geschätzt werden. Die mithilfe der CoV-SSI-Methode geschätzten

ersten Eigenformen weisen einen nicht zu vernachlässigbaren Streubereich auf, s. Abbildung 6.21 mitte links. Die Ergebnisse für die zweite und dritte Eigenform sind, abgesehen von jeweils einem Zeitfenster, vergleichbar mit denen der FDD-Methode. Bei der CoS-SSI-Methode konnte die erste und zweite Eigenform deckungsgleich geschätzt werden, die dritte jedoch nicht, s. Abbildung 6.21 unten. Des Weiteren ist zu bemerken, dass das Vorzeichen der mit den SSI-Verfahren geschätzten ersten Eigenformen gegensätzlich zu denen mit der FDD-Methode geschätzten Moden ist. Die FDD-Methode ist den parametrischen Zeitbereichsverfahren zu bevorzugen, da diese zum einen deckungsgleiche Ergebnisse liefert und zum anderen, im Vergleich zu den SSI-Verfahren, eine höhere Rechengeschwindigkeit bei geringeren Anforderungen an den Arbeitsspeicher aufweist. Darüber hinaus zeigen die Ergebnisse, dass für die Vergleichbarkeit unterschiedlicher Messungen an einer Brücke, dasselbe OMA-Schätzverfahren zu verwenden ist. Insbesondere, da im Rahmen der OMA ausschließlich unskalierte Eigenformen geschätzt werden können.

Einfluss der Zusammenführungsstrategien für mehrfache Messaufbauten

Die Sensorpositionierung ist ein weiterer wesentlicher Erfolgsfaktor für die modalbasierte Schadensanalyse. Je feiner das Messraster, desto genauer ist eine Schadenslokalisierung möglich. Zusätzlich entscheidet die Sensorpositionierung über die Beobachtbarkeit der modalen Parameter. Bisher wurden die Sensoren in einem statischen Messaufbau angeordnet. Unter der Annahme, dass nicht ausreichend viele Sensoren für einen Messaufbau zur Verfügung stehen, wurden in Abschnitt 2.3.4 die zwei Zusammenführungsstrategien PoGER und PreGER für mehrfache Messaufbauten, basierend auf der FDD-Methode, vorgestellt. Im Rahmen der Messungen an der RWA-Brücke am 12.09.2020 und 14.09.2020 wurden neben dem statischen Messaufbau zwei Varianten des mehrfachen Messaufbaus untersucht. Beide Ansätze nutzen fünf Referenzsensoren (*RS*). Die untersuchten Messaufbauten sind in Abbildung 6.22 dargestellt.

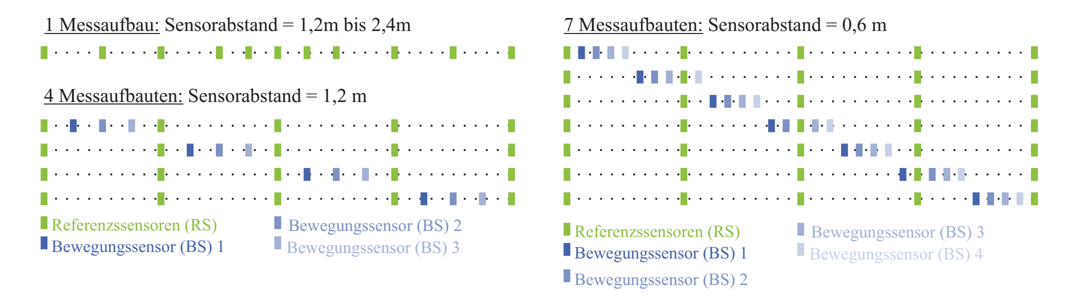


Abbildung 6.22: Übersicht der untersuchten Messaufbauten an der RWA-Brücke am 12.09.2020 und 14.09.2020

Mithilfe von vier Messaufbauten fünf *RS* und drei Bewegungssensoren (*BS*) ist es möglich ein Messraster von 1,2 m zu erzielen. Nach jeweils 40 min Messzeitraum wurden die *BS* in ihre nächste Position versetzt. In der zweiten Variante wurden sieben Messaufbauten mit vier *BS* gewählt, um ein Messraster von 0,6 m zu erreichen. Beide Varianten erzielen damit ein feineres

Messraster als der statische Messaufbau, s. Abbildung 6.22 oben. Die Eigenfrequenzen sind unbeeinflusst vom Messaufbau, da deren Beobachtbarkeit allein durch die fünf *RS* gewährleistet ist. Daher werden im Folgenden ausschließlich die Auswirkungen auf die geschätzten Eigenformen vorgestellt. Es wurden bei beiden Messaufbauten die zwei Zusammenführungsstrategien PoGER und PreGER (s. Abbildung A.4) angewendet. Die Abtastrate betrug 1000 Hz und die Signallänge 10 min. Abbildung 6.23 links zeigt die mit der PoGER-Methode geschätzten Eigenformen für die vier Messaufbauten. In dieser Abbildung rechts sind die Ergebnisse für die PreGER-Methode dargestellt. In Rot sind die gemittelten Eigenformen aus allen Zeitfenstern (ZF) zu sehen. Die PreGER-Methode liefert deckungsgleiche Schätzungen der ersten drei Eigenformen, wohingegen deutliche Amplitudenstreuungen der Eigenformen bei der PoGER-Methode zu sehen sind. Die Ergebnisse bei sieben Messaufbauten zeigen vergleichbare Charakteristiken auf, s. Abbildung 6.24. Die PoGER-Methode ermöglicht im Gegensatz zum PreGER-Ansatz keine deckungsgleiche Schätzung der Eigenformen. Eine Schadenslokalisierung, basierend auf den mit der PoGER-Methode gemittelten Eigenformen, wäre mit großen Unsicherheiten verbunden.

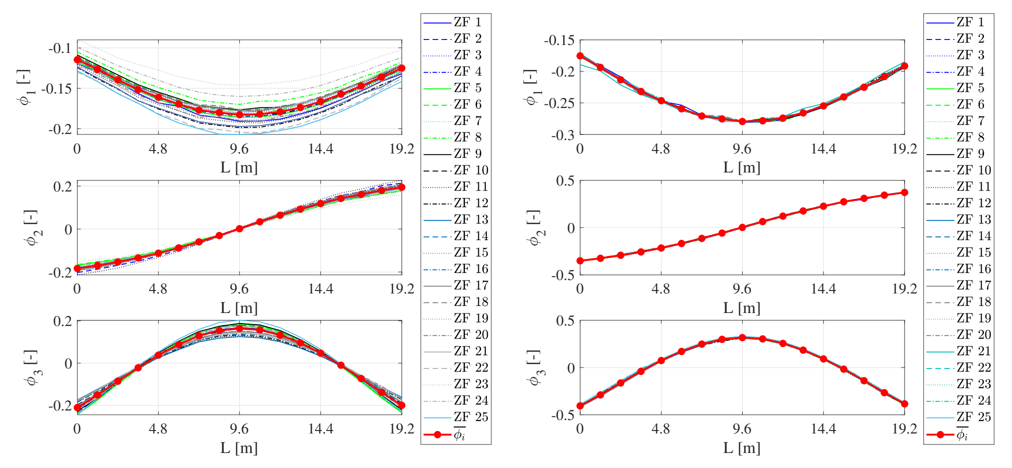


Abbildung 6.23: Geschätzte Eigenformen der RWA-Brücke bei vier Messaufbauten: PoGER-Methode (links) und PreGER-Methode (rechts) für 25 Zeitfenster (ZF) mit einer Abtastrate von 1000 Hz und einer Signallänge von 10 min

Vergleicht man die maximalen Amplitudendifferenzen der Eigenformen, getrennt nach dem Schätzverfahren und dem Messaufbau in Abbildung 6.25, wird die Überlegenheit der PreGER- gegenüber der PoGER-Methode verdeutlicht. Die maximalen Amplitudendifferenzen des mehrfachen Messaufbaus, geschätzt mit der PreGER-Methode, sind vergleichbar mit denen des statischen Messaufbaus. Dabei hat die Anzahl der Messaufbauten keinen Einfluss auf die Amplitudendifferenzen. Folglich ist es möglich, mit einer geringeren Anzahl an Sensoren, deckungsgleiche Eigenformen zu schätzen und darüber hinaus ein feineres Messraster zu realisieren. Jedoch geht der mehrfache Messaufbau einher mit einem deutlich erhöhten Messzeitraum, da für eine zuverlässige Mittelwertbildung mindestens 40 min pro Aufbau eingeplant werden sollten. Zusätzlich muss die Zeit für das Versetzen der Sensoren einkalkuliert werden.

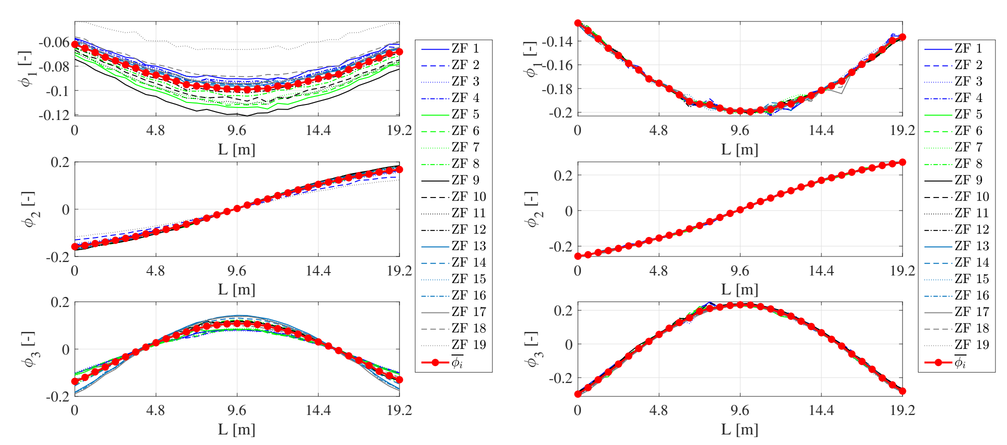


Abbildung 6.24: Geschätzte Eigenformen der RWA-Brücke bei sieben Messaufbauten: PoGER-Methode (links) und PreGER-Methode (rechts) für 19 Zeitfenster (ZF) mit einer Abtastrate von 1000 Hz und einer Signallänge von 10 min

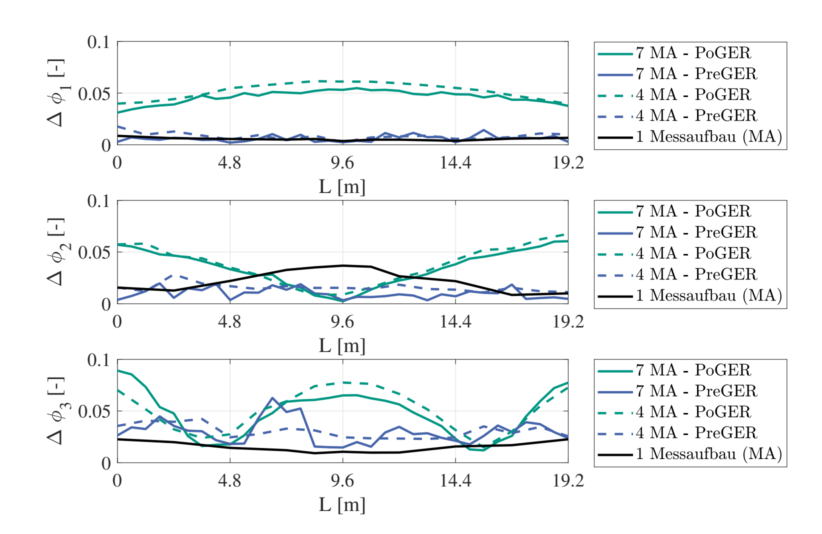


Abbildung 6.25: RWA-Brücke: Vergleich der maximalen Amplitudendifferenzen der Eigenformen, getrennt nach der Zusammenführungsstrategie (PoGER bzw. PreGER), der Anzahl der Messaufbauten und dem statischen Messaufbau (1 Messaufbau)

6.2 Straßenverkehrsbrücke

Zusätzlich zu den Fußgängerbrücken wurde das Schwingungsverhalten der Straßenverkehrsbrücke an der Blohnstraße (BL-Brücke) untersucht, s. Abbildung 6.26. Diese befindet sich

zwischen der Durmersheimer- und der Vogesenstraße und überquert den Fluss Alb in Karlsruhe. Es handelt sich um eine dreifeldrige (18 m - 24 m - 18 m) Spannbetonbrücke, die 1962 erbaut wurde. Der Querschnitt ist in Abbildung 6.27 zu sehen. Die Querschnittsbreite beträgt 13 m. Die zwei Fahrbahnen weisen eine Breite von 7,50 m auf. Links und rechts der Fahrbahn ist ein 2,50 m breiter Fuß- und Radweg angeordnet. Der Fahrbahnbelag besteht aus einer jeweils 5 cm dicken Gussasphalt- und Schutzschicht. In Abbildung 6.28 ist die Untersicht und der Längsschnitt der Brücke dargestellt. Der Brückenüberbau weist über große Bereiche Hohlkörper, zur Einsparung des Eigengewichts, auf. Die Brücke ist am östlichen Ende (Richtung Durmersheimerstraße) über Rollenlager und am westlichen Ende über ein Linienkipplager gelagert. An den Zwischenstützen erfolgt die Lagerung über Neotopflager. Darüber hinaus weist die BL-Brücke ausgehend vom östlichen Ende eine konstante Steigung von 3,68 % in Richtung Westen auf. Am westlichen Ende (Richtung Vogesenstraße) fächert sich die Brücke aufgrund der Spurführung auf. Die BL-Brücke wird infolge der in der Umgebung ansässigen Unternehmen häufig von Lkw-Transportern passiert.

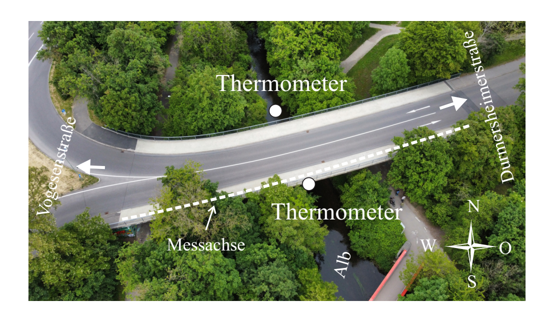




Abbildung 6.26: Draufsicht der Brücke an der Blohnstraße (links) und Blick von der Brücke an der Blohnstraße in Richtung Vogesenstraße (rechts)

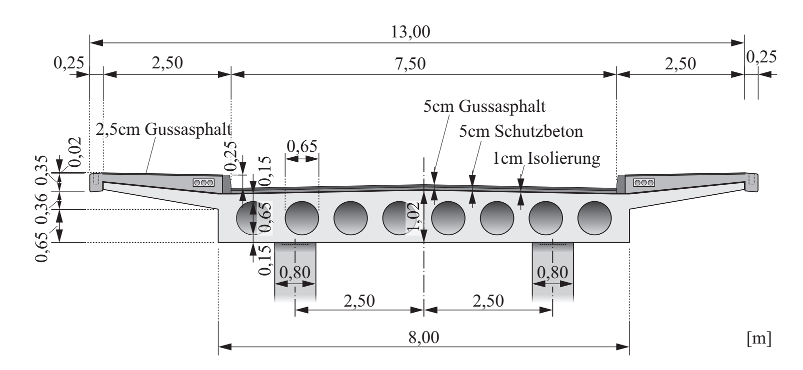


Abbildung 6.27: Querschnitt der BL-Brücke

Abbildung 6.28: Untersicht (oben) und Längsschnitt (unten) der BL-Brücke

6.2.1 Messkonzept der Brücke an der Blohnstraße

Für einen statischen Messaufbau sind gemäß Tabelle A.12 bis A.14 mindestens 19 Sensoren erforderlich. Im Rahmen der Messungen am 16.09.2020 standen elf Sensoren zur Verfügung, sodass ein mehrfacher Messaufbau mit neun *RS* und zwei *BS* gewählt wurde. Abbildung 6.29 gibt einen Überblick über die einzelnen Messaufbauten. Zusätzlich ist die Mindestanzahl an erforderlichen Sensoren für einen statischen Messaufbau abgebildet, s. Abbildung 6.29 oben. Die Wahl der neun *RS* wurde von deren Positionierung abgeleitet und sind in Grün gekennzeichnet. Die restlichen Sensoren für einen statischen Messaufbau sind in Grau dargestellt. Die Auflagerachsen sind rot gekennzeichnet. Für den mehrfachen Messaufbau wurden insgesamt zwölf Konstellationen gewählt, um ein möglichst feines Messraster zu erzielen. Ein äquidistanter Sensorabstand wurde hierbei nicht eingehalten. Das Hauptaugenmerk lag auf der möglichst genauen Erfassung der Bereiche der Eigenformen mit lokalen Extremstellen und Wendepunkten, da deren Veränderungen für die Schadenslokalisierung relevant sind. Die beiden äußersten *RS* (*#1* und *#9*) führten bei der Anwendung der Zusammenführungsstrategien aufgrund des zu den *RS* *#2* und *#8* ähnlichen Informationsgehaltes teilweise zu Singularitätsproblemen. Daher wurden für den Vergleich der Zusammenführungsstrategien lediglich die restlichen sieben *RS* (*#2* bis *#8*) berücksichtigt. Bei der Auswertung des statischen Messaufbaus führten diese Sensoren jedoch zu keinen Singularitätsproblemen, sondern ermöglichten eine genauere Abbildung des Schwingungsbauches der Eigenformen. Bei mehrfachen Messaufbauten muss besonders darauf geachtet werden, dass die Positionen der *RS* so gewählt werden, dass sie möglichst unterschiedliche

Informationsgehalte hinsichtlich des Schwingungsverhaltens der Struktur enthalten. Die Abtastrate wurde konstant mit 1000 Hz gewählt und MEMS-Beschleunigungssensoren kamen zum Einsatz. Pro Messaufbau wurde ein Messzeitraum von 40 min eingeplant. Für das Versetzen und Neuausrichten der Sensoren wurden 10 min kalkuliert. Jedes Menhir-Gerät war mit einer eigenen GPS-Antenne ausgestattet. Die Datenübertragung erfolgte kabellos über WLAN. Die gewählten Zeitfenster umfassten 10 min bzw. 20 min. Aufgrund der fehlenden Referenzmessung an dieser Brücke lag das Hauptaugenmerk der Messkampagne auf der Untersuchung der Einflussfaktoren der Messkette auf die geschätzten modalen Parameter, s. Abschnitt 6.2.3.

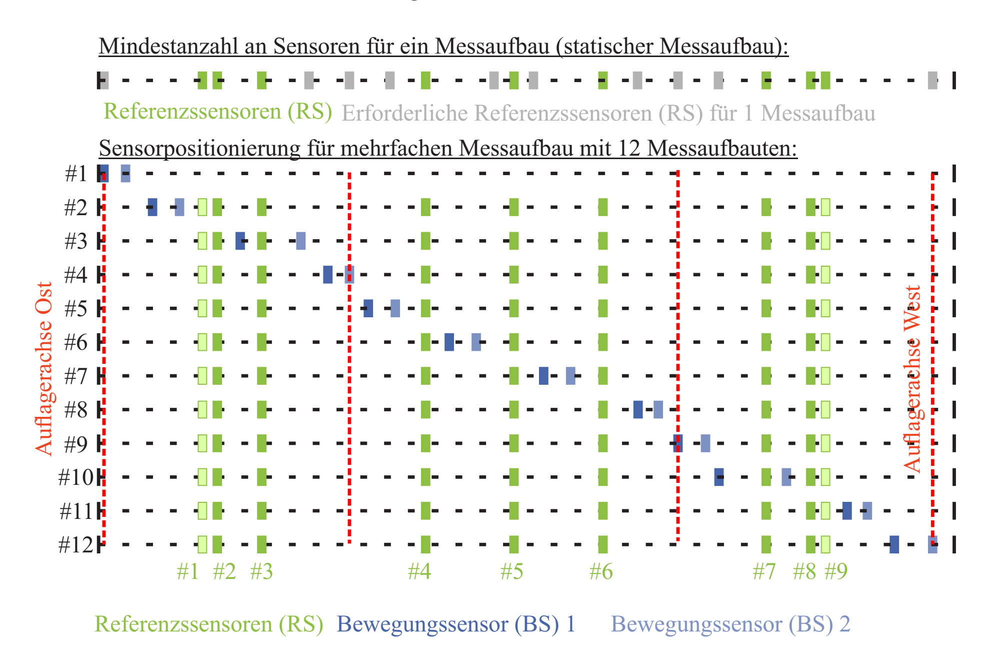


Abbildung 6.29: Vergleich der Messaufbauten für die Messungen an der BL-Brücke

6.2.2 Vorgehen bei der Auswertung und Schätzung der Eigenfrequenzen

Analog zu den Messungen an den Fußgängerbrücken (s. Abschnitt 6.1) wurden die Beschleunigungszeitdaten durch eine Trendbereinigung sowie Hoch- und Tiefpassfiltern (Butterworth-Filter 4. Ordnung mit Cut-Off-Frequenzen von 0,5 Hz und 20 Hz) aufbereitet. Die Eigenfrequenzen der BL-Brücke wurden unter Berücksichtigung der zugehörigen Moden identifiziert. Abbildung 6.30 zeigt einen Vergleich der Beschleunigungszeitdaten sowie der zugehörigen Frequenzspektren zwischen der Straßenverkehrsbrücke (BL-Brücke, links) und der Fußgängerbrücke (RWA-Brücke, rechts). Infolge des Straßenverkehrs ist der Rauschanteil im Zeitsignal

wesentlich höher. Dies führt dazu, dass die dritte Eigenfrequenz der BL-Brücke im Rauschen verschwindet und nicht zuverlässig geschätzt werden konnte. Darüber hinaus sind deutliche Peaks bei ca. 7 Hz und 11 Hz zu sehen. Diese sind vermutlich auf Torsionsmoden bzw. laterale oder horizontale Moden der BL-Brücke zurückzuführen. Das Frequenzspektrum der Fußgängerbrücke ermöglichte dagegen eine eindeutige Identifizierung der ersten drei Eigenfrequenzen. Für die zusätzlichen Peaks im Frequenzspektrum der RWA-Brücke bei ca. 1,8 Hz sowie 3,1 Hz gilt die gleiche Vermutung wie bei der BL-Brücke, s. Abbildung 6.30 rechts unten. Der Beschleunigungszeitverlauf erlaubt das Nachvollziehen der Fahrzeugüberfahrten bzw. das Passieren der Fußgänger.

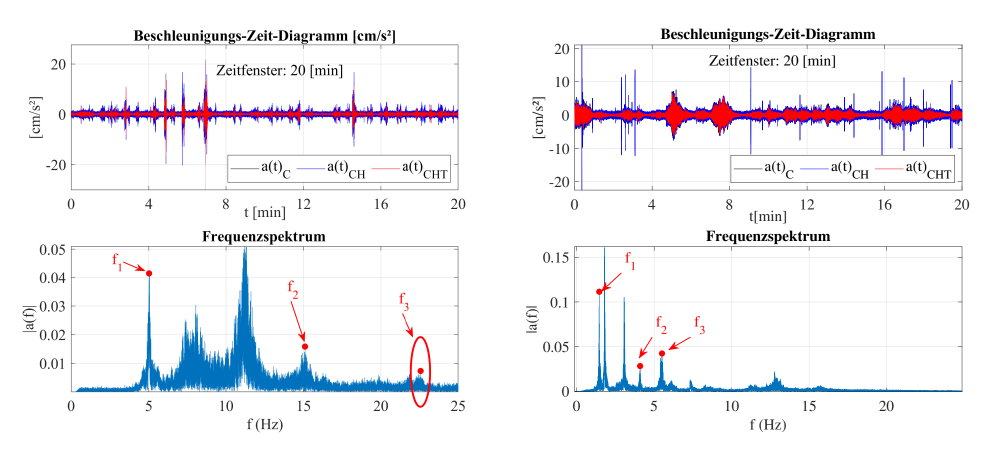


Abbildung 6.30: Beschleunigungszeitverläufe und Frequenzspektrum der BL-Brücke (links) und der RWA-Brücke (rechts)

Abbildung 6.31 zeigt die Entwicklung der ersten beiden Eigenfrequenzen (schwarz) sowie der gemittelten Lufttemperatur (blau) für das jeweilige Zeitfenster. Das gewählte Zeitfenster betrug 20 min. Die Lufttemperatur wurde an der Nord-Ost- und Süd-West-Achse der BL-Brücke in Feldmitte des zweiten Feldes gemessen, s. Abbildung 6.26 links. Die mittlere erste und zweite Eigenfrequenz aller Zeitfenster ist in Rot dargestellt. Die Schätzung der Eigenfrequenzen erfolgte mithilfe der FDD-Methode. Deutliche Streuungen während des Tages sind ersichtlich. Die erste Eigenfrequenz schwankt zwischen -0,86 % und +0,72 %. Der Streubereich der zweiten Eigenfrequenz liegt zwischen -3,22 % und +1,42 %. Ein eindeutiger Zusammenhang zwischen der gemittelten Lufttemperatur und den Mittelwerten der ersten beiden Eigenfrequenzen ist nicht ersichtlich. Es ist davon auszugehen, dass die Betriebslasten die Hauptursache für den großen Streubereich der Eigenfrequenzen darstellen.

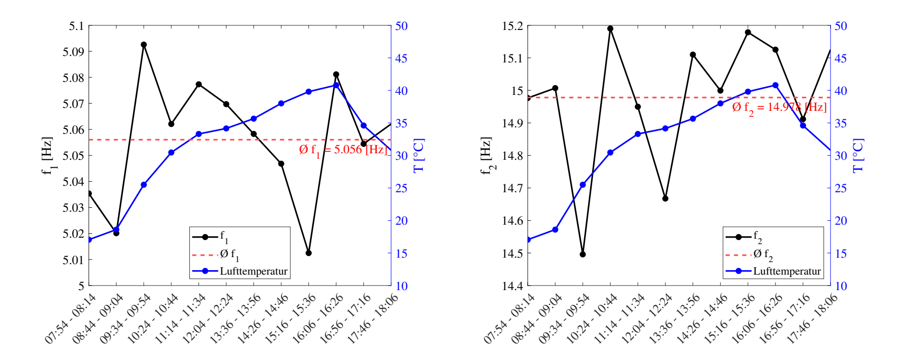


Abbildung 6.31: Entwicklung der ersten (links) und zweiten (rechts) Eigenfrequenz (schwarz) der BL-Brücke unter Berücksichtigung der Lufttemperatur (blau)

6.2.3 Einflussfaktoren der Messkette

Im Folgenden wird in Analogie zu den Untersuchungen an der RWA-Brücke der Einfluss des OMA-Schätzverfahrens analysiert. Daran anschließend werden die Unterschiede der Zusammenführungsstrategien aufgezeigt.

Einfluss des OMA-Schätzverfahrens

Für den Vergleich der drei untersuchten OMA-Schätzverfahren werden die Eigenformen mithilfe der neun *RS* geschätzt. Die Amplituden an den Auflagerachsen werden mit Null angenommen. Die Beobachtbarkeit der ersten und zweiten Mode ist gewährleistet. Die geschätzten ersten beiden Biegeeigenformen für die drei untersuchten OMA-Schätzverfahren FDD, CoV-SSI und CoS-SSI sind in der Abbildung 6.32 dargestellt. Basierend auf der FDD-Methode kann die erste Eigenform für alle Zeitfenster deckungsgleich geschätzt werden. Die geschätzten zweiten Eigenformen zeigen dagegen nicht zu vernachlässigende Amplitudenstreuungen auf, s. Abbildung 6.32 rechts. Diese sind jedoch nicht auf Synchronisationsprobleme zurückzuführen aufgrund des einheitlichen Auftretens und der nicht vorhandenen charakteristischen Peaks einzelner Sensoren. Vermutet wird, dass eine erhöhte Abtastrate bzw. Sensoren mit einem besseren SNR-Verhältnis für diese Brücke geeigneter wären. Die Anwendung der beiden SSI-Verfahren führen dagegen zu wesentlich schlechteren Schätzungen. Bereits die erste Eigenform zeigt große Amplitudenstreuungen bei beiden Schätzverfahren auf, s. Abbildung 6.32 mitte und unten links. Die zweite Eigenform kann mit der CoS-SSI-Methode lediglich für drei Zeitfenster erfolgreich geschätzt werden. Die CoV-SSI-Methode kann diese zwar für mehr Zeitfenster erfolgreich schätzen, jedoch weisen die Schätzungen Amplitudenstreuungen auf, welche die mit der FDD-Methode geschätzten, übersteigt. Damit zeigt sich auch bei der Untersuchung der BL-Brücke, dass die FDD-Methode zu präferieren ist.

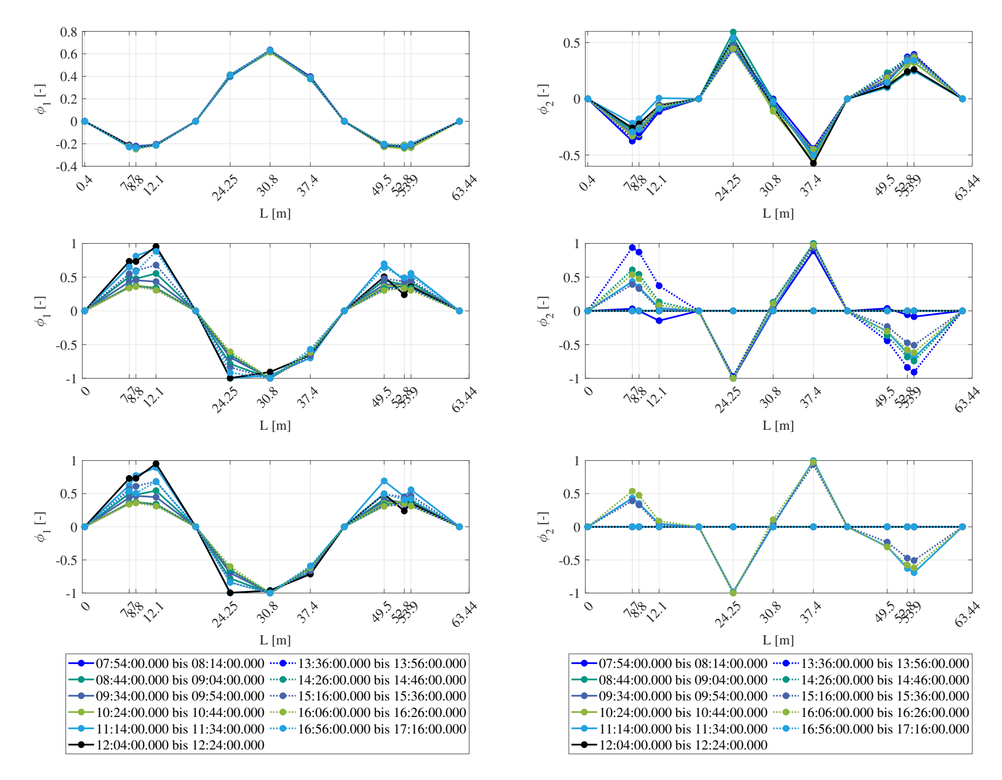


Abbildung 6.32: Geschätzte erste (links) und zweite (rechts) Eigenformen der BL-Brücke: FDD- (oben), CoV-SSI- (mitte) und CoS-SSI-Methode (unten) mit einer Abtastrate von 1000 Hz und einer Signallänge von 20 min

Einfluss der Zusammenführungsstrategie für mehrfache Messaufbauten

Für ein feineres Messraster wurden zwölf Messaufbauten mit insgesamt sieben *RS* und zwei *BS* gewählt, s. Abbildung 6.29. Zur Anwendung kamen die zwei Zusammenführungsstrategien PoGER und PreGER. Des Weiteren wurden zwei Signallängen mit 10 min und 20 min untersucht. Abbildung 6.33 vergleicht die Ergebnisse der beiden Zusammenführungsstrategien bei einer Signallänge von 10 min. Die PoGER-Methode weist deutliche und nicht vernachlässigbare Amplitudenstreuungen bei beiden Moden auf. Die Betrachtung der gemittelten Amplituden für eine modalbasierte Schadensanalyse wäre mit großen Unsicherheiten verbunden, da die Streuungen mögliche Änderungen infolge einer Schädigung deutlich übersteigen. Dagegen liefert die PreGER-Methode, insbesondere für die erste Eigenform, deckungsgleiche Eigenformschätzungen. Eine Spline-Interpolation könnte die einzelnen Peaks eliminieren. Die Schätzungen der zweiten Eigenform weisen ebenfalls größere Amplitudenstreuungen und Peaks auf. Dies war auch bei dem statischen Messaufbau zu beobachten, sodass es nicht primär auf das Schätzverfahren zurückzuführen ist.

Die Verdopplung der Signallänge auf 20 min liefert bei beiden Zusammenführungsstrategien nahezu deckungsgleiche Eigenformschätzungen, s. Abbildung 6.34. Jedoch ist weiterhin die PreGER- der PoGER-Methode bevorzugt anzuwenden.

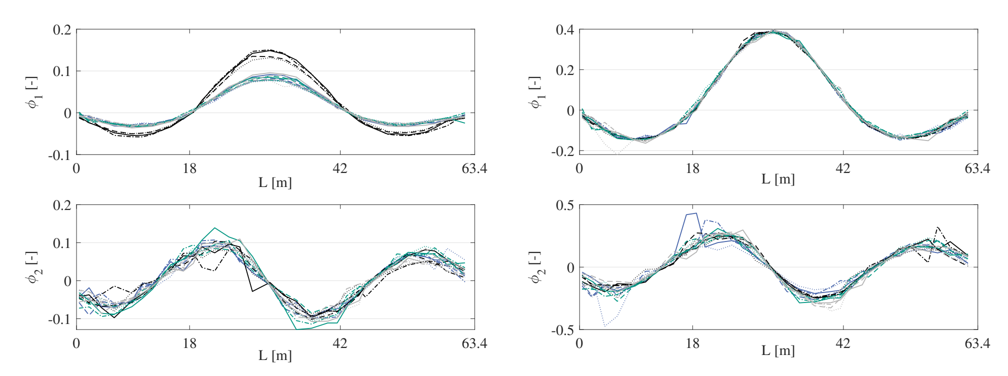


Abbildung 6.33: BL-Brücke: geschätzte Eigenformen bei einer Signallänge von 10 min und einer Abtastrate von 1000 Hz mit der PoGER-Methode (links) und der PreGER-Methode (rechts)

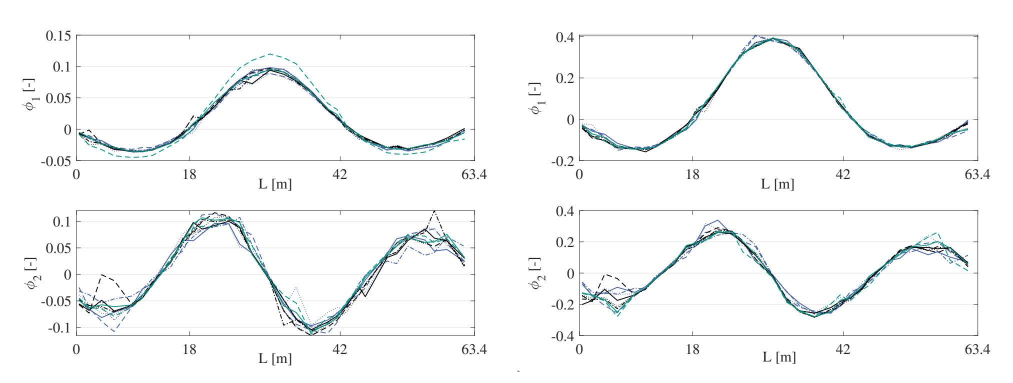


Abbildung 6.34: BL-Brücke: geschätzte Eigenformen bei einer Signallänge von 20 min und einer Abtastrate von 1000 Hz mit der PoGER-Methode (links) und der PreGER-Methode (rechts)

6.3 Zusammenfassung der In-situ-Messungen

Das Ziel der In-situ-Messungen war es, das entwickelte Monitoringsystem *DiaBriS* unter realen Bedingungen zu testen und die Erkenntnisse aus den numerischen Untersuchungen und den eigenen Bauteilversuchen zu validieren.
An den zwei untersuchten Fußgängerbrücken konnte erfolgreich die modalbasierte Schadensanalyse durchgeführt werden. Dies war dank der Betrachtung der Eigenformen und von ihnen abgeleiteten Größen möglich. Unter Berücksichtigung der Symmetrieeigenschaften der

Struktur und deren Eigenformen ist eine Schadenslokalisierung auch ohne eine Referenzmessung möglich. Die In-situ-Messungen bestätigten die hohe Sensitivität der Eigenfrequenzen gegenüber den Betriebslasten und der Bauteiltemperatur. Daher kann allein basierend auf Eigenfrequenzänderungen bei periodischen Kurzzeitmonitoringmaßnahmen, nicht auf strukturelle Steifigkeitsänderungen geschlossen werden. Eine zuverlässige Schadensidentifikation und -lokalisierung ist in diesen Fällen ausschließlich auf Basis der Eigenformen und von ihnen abgeleiteten Größen möglich, da diese nicht sensitiv gegenüber externen Einflüssen sind. Ebenso konnte die Effektivität der Ertüchtigungsmaßnahmen an den beiden Fußgängerbrücken mithilfe der Eigenformen und deren Krümmungen erfolgreich belegt werden. Für die präzise und deckungsgleiche Schätzung der Eigenformen ist eine passend abgestimmte Messkette Grundvoraussetzung. Die In-situ-Messungen bestätigten die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen sowie der Bauteilversuche. Insgesamt wurde der Einfluss der Synchronisation, der Abtastrate, der Signallänge, der Sensorart, des OMA-Schätzverfahrens sowie der Einfluss der Zusammenführungsstrategien bei mehrfachen Messaufbauten analysiert. Die Messungen an den Fußgängerbrücken zeigten, dass eine hochpräzise GPS-Synchronisation selbst bei tiefen Eigenfrequenzen erforderlich ist. Darüber hinaus wurde gezeigt, dass die kostengünstigen MEMS-Sensoren sehr gut für das modalbasierte Monitoring von Brücken geeignet sind. Weiterhin wurde aufgezeigt, dass über die Wahl der Signallänge die Qualität der geschätzten Eigenformen, im Vergleich zu einer erhöhten Abtastrate, deutlicher verbessert werden kann. Voraussetzung für diese Aussage ist, dass die Abtastrate korrekt gewählt wurde, sodass die gewünschte Eigenfrequenz erfasst werden kann. Bei Straßenverkehrsbrücken sollte aufgrund der tendenziell höheren Eigenfrequenzen eine höhere Abtastrate und insbesondere eine größere Signallänge für die Schätzung der modalen Parameter gewählt werden. Der nicht zu vernachlässigende Einfluss des verwendeten OMA-Schätzverfahrens wurde ebenfalls anhand der in der Praxis bekanntesten Methoden, FDD, CoV-SSI und CoS-SSI, aufgezeigt. Die FDD-Methode ist aufgrund der präzisen und deckungsgleich geschätzten Moden sowie der geringeren Anforderungen an die Hardware und kürzeren Rechenzeit zu favorisieren. Im Falle von mehrfachen Messaufbauten ist das PreGER-Verfahren zu bevorzugen. Es konnte gezeigt werden, dass die Qualität der geschätzten modalen Parameter, basierend auf dem PreGER-Verfahren, vergleichbar mit denen des statischen Messaufbaus (FDD-Methode) sind. Bei der Entscheidung zwischen einem statischen und einem mehrfachen Messaufbau ist zwischen den erhöhten Kosten infolge der größeren Anzahl an Sensoren und einem feineren Messraster, welches mit einem erhöhten Zeitaufwand und Kosten für den mehrfachen Messaufbau einhergeht, zu wählen. Grundsätzlich ist zu beachten, dass die Messkette mit einer Vielzahl an Einflussfaktoren entscheidend für den Erfolg einer Monitoringmaßnahme ist. Für jedes Brückenbauwerk muss in Abhängigkeit dessen Eigenschaften eine geeignete Messkette konzipiert werden.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Diese Arbeit beschäftigt sich mit der Entwicklung des modalbasierten Monitoringsystems *DiaBriS*, das eine zuverlässige und objektive Schadenslokalisierung erlaubt. Schädigungsprozesse, die mit Steifigkeitsänderungen einhergehen, führen zu Änderungen der Eigenfrequenzen und Eigenformen. Diese modalen Parameter können ohne Einschränkung des fließenden Verkehrs durch Messung der Antwortschwingungen der Struktur mithilfe der OMA-Verfahren geschätzt werden. Zur Erhöhung der Wirtschaftlichkeit und Skalierbarkeit des Messsystems war ein wesentlicher Zielparameter die Entwicklung eines kabellosen Monitoringsystems.
Nicht ausschließlich Schädigungsprozesse beeinflussen die modalen Parameter, sondern auch zahlreiche andere Faktoren, wie beispielsweise die klimatischen Einwirkungen und die Betriebslasten. Des Weiteren bestimmt die Messkette die Qualität der erfassten Antwortschwingungen und daher die Qualität der geschätzten modalen Parameter. In dieser Arbeit wurden die zahlreichen Einflussfaktoren auf die modalbasierte Schadensidentifikation analysiert und die charakteristischen Zusammenhänge im Rahmen von numerischen Untersuchungen, Bauteilversuchen und In-situ-Messungen herausgearbeitet.
Eigenfrequenzen sind messtechnisch einfach zu erfassen und ermöglichen aufgrund ihres globalen Charakters die Identifikation von Schäden. An ein geeignetes Messsystem sind zudem keine Anforderungen hinsichtlich der zeitlichen Synchronisation zu stellen. Da Eigenfrequenzen sensitiv gegenüber Temperaturänderungen und Betriebslasten sind, ist ihre Zuverlässigkeit bei der Schadensidentifikation allerdings erheblich eingeschränkt.
Die Eigenformen einer Struktur sind, im Gegensatz zu den Eigenfrequenzen, nicht sensitiv gegenüber Temperatureinwirkungen und ermöglichen neben der Feststellung die Lokalisierung von Bereichen mit geänderten Steifigkeitseigenschaften. Ferner führen Betriebslasten ausschließlich zu Amplitudenstreuungen, solange deren Eigenfrequenzen im Bereich derjenigen der Struktur liegen. Die Wahl einer ausreichenden Signallänge und Abtastrate sowie die Mittelwertbildung der geschätzten Eigenformen aus mehreren Zeitfenstern erlaubt die Eliminierung der Streuungen infolge der Betriebslasten und folglich eine zuverlässige Schadenslokalisierung. Die hochpräzise Schätzung der Eigenformen geht jedoch einher mit hohen Anforderungen an die Messkette. Bei Anwendung kabelloser Messsysteme und OMA-Schätzverfahren erfordert die Schätzung der Eigenformen eine hochpräzise Synchronisation aller Sensoren. Ansonsten treten nicht zu vernachlässigende Amplitudenfehler bei den geschätzten Eigenformen auf. Aufgrund der unbekannten Größe des Fehlers können diese nicht nachträglich rechnerisch korrigiert werden. Die Sensorpositionierung ist notwendigerweise so zu wählen, dass Eigenformen beobachtet werden können. Um jedoch hinreichend genaue Ergebnisse zu erhalten, müssen Sensoren so platziert werden, dass Änderungen der lokalen Extremstellen der Eigenformen nachvollzogen werden können. Zusätzlich empfiehlt sich die Positionierung von Sensoren in Stützbereichen und im Bereich von Koppelstellen der Spannglieder zur frühzeitigen Schadenslokalisierung.

Das Ziel dieser Arbeit war die systematische Analyse der zahlreichen Einflussfaktoren auf die modalbasierte Schadensidentifikation. Die Einflussfaktoren wurden in zwei Untergruppen gegliedert, in diejenigen der Messkette und jenen mit Einfluss auf das Schwingungsverhalten der Struktur. Basierend auf den numerischen Untersuchungen wurden die charakteristischen Zusammenhänge zwischen den Einflussfaktoren und den geschätzten modalen Parametern aufgezeigt. Es konnte belegt werden, dass eine zuverlässige Früherkennung und Lokalisierung von strukturellen Steifigkeitsänderungen allein basierend auf den Eigenformen möglich sind. Insbesondere konnte gezeigt werden, dass Eigenformen, anders als Eigenfrequenzen, nicht sensitiv gegenüber Temperatureinwirkungen und Betriebslasten sind. Die Anforderungen an die hochpräzise Synchronisation für eine erfolgreiche Schätzung der Eigenformen konnten identifiziert und Mindestanforderungen an die Synchronisationsgenauigkeit definiert werden. Dies erfolgte in Abhängigkeit der Eigenfrequenzen der Struktur. Eine adäquate Sensorpositionierung ist für die Schadenslokalisierung ebenfalls erforderlich. Hierfür wurde eine Mindestanzahl an Sensoren sowie deren Positionierung ermittelt. Dies erfolgte prozentual in Abhängigkeit der Spannweite und des statischen Systems. Die kombinierte Analyse der Eigenformamplituden, der Krümmungen der Eigenformen und der CWT ermöglicht eine zuverlässige Schadenslokalisierung und vermeidet darüber hinaus das Auftreten von Fehlalarmen. Es konnte eine Bewertungsmatrix für die Schadensidentifikation, basierend auf den Biegeeigenschwingungen balkenartiger Strukturen, entwickelt werden. Während die Veränderungen der Eigenfrequenzen die Schadensfeststellung ermöglichen, können die Bereiche mit reduzierter Steifigkeit, basierend auf den Krümmungen der Eigenformen, detektiert und lokalisiert werden. Symmetrische Schadensbilder können dank den Verschiebungen der lokalen Extremstellen der Schwingungsbäuche der Eigenformen von asymmetrischen Schadensbildern unterschieden werden. Die lokalen Extremstellen verschieben sich in Richtung der reduzierten Steifigkeit. Mithilfe der CWT können insbesondere Schäden im Bereich geringer Krümmungsamplituden lokalisiert werden. Die Demonstration der Effektivität des entwickelten modalbasierten Monitoringsystems *DiaBriS* wurde im Rahmen von Bauteilversuchen und In-situ-Messungen an zwei Fußgängerbrücken und einer Straßenverkehrsbrücke demonstriert. Der signifikante Einfluss der Abtastrate, der Signallänge und der Synchronisation konnte messtechnisch im Rahmen der Bauteilversuche belegt werden. Des Weiteren wurde die Eignung der kostengünstigen MEMS-Sensoren, die sich durch ihre Robustheit und einfache Handhabung auszeichnen, aufgezeigt. Die hohe Sensitivität der modalen Parameter, gegenüber einer zunehmenden Rissbildung, wurde verdeutlicht. Rissbreiten kleiner 0,1 mm führten zu charakteristischen Änderungen der Eigenfrequenzen und der Krümmungen der Eigenformen. Die entwickelte Bewertungsmatrix für die Schadensidentifikation konnte erfolgreich angewendet werden. Im Rahmen der modalbasierten Schadensanalyse an den beiden Fußgängerbrücken konnte aufgezeigt werden, dass unter Berücksichtigung der Symmetrieeigenschaften der Struktur trotz einer fehlenden Referenzmessung, Aussagen über den Brückenzustand getroffen werden können.
Ferner konnte gezeigt werden, dass die Wirkung von CFK-Lamellen-Verstärkungssystemen ebenfalls mithilfe der modalen Parameter nachvollzogen und überwacht werden kann. Insbesondere die erste Mode reagiert sensitiv auf Steifigkeitsänderungen. Das Überschreiten des maximalen Belastungsniveaus des unverstärkten Versuchsbalkens führt zu einem deutlichen Anstieg der ersten Eigenfrequenz, wohingegen nach Überschreiten der Streckgrenze der

Längsbewehrung ein Abfall der ersten und dritten Eigenfrequenz bis hin zum Versagen des Systems zu beobachten ist. Die Krümmung der ersten Eigenform spiegelt die gleichen Zusammenhänge wider. Die modalen Parameter ermöglichen daher zusätzlich einen Rückschluss auf das Belastungsniveau der Struktur, bezogen auf das unverstärkte System. Sie sind folglich nicht ausschließlich für die Identifikation und Lokalisierung von Steifigkeitsänderungen geeignet. Diese Schlussfolgerung gilt einzig unter der Voraussetzung, dass das Eigengewicht des Verstärkungssystems vernachlässigbar ist. Dies ist bei Verwendung von CFK-Lamellen der Fall.
Die In-situ-Messungen belegten unter realen Bedingungen, dass die Messkette über den Erfolg einer Monitoringmaßnahme entscheidet. Bei kabellosen Messsystemen ist eine hochpräzise GPS-Synchronisation selbst bei tiefen Eigenfrequenzen erforderlich. Es konnte gezeigt werden, dass die Signallänge die Qualität der geschätzten Eigenformen im Vergleich zur Abtastrate deutlicher verbessert. Dies gilt, solange das Nyquist-Shannon-Abtasttheorem bei der Wahl der Abtastrate Berücksichtigung findet. Zusätzlich konnte gezeigt werden, dass die Wahl des OMA-Schätzverfahrens einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die geschätzten Eigenformen hat. Die FDD-Methode ist nach Erkenntnissen dieser Arbeit zu favorisieren. Dies gilt aufgrund der deckungsgleichen Ergebnisse sowie der höheren Rechengeschwindigkeit und den damit einhergehenden geringeren Anforderungen an die Hardware. Darüber hinaus konnte die Effektivität der Ertüchtigungsmaßnahmen an den beiden Fußgängerbrücken mithilfe der modalen Parameter erfolgreich nachvollzogen werden.
Das Messkonzept hat ebenfalls einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die geschätzten Eigenformen. Für periodische Kurzzeitmonitoringmaßnahmen können anstatt eines statischen Messaufbaus mehrfache Messaufbauten eingesetzt werden. Dies ermöglicht den Einsatz einer geringeren Anzahl an Sensoren. Bei der Entscheidung zwischen einem statischen und einem mehrfachen Messaufbau ist zwischen den erhöhten Kosten infolge der größeren Anzahl an Sensoren und einem feineren Messraster zu wählen. Ein mehrfacher Messaufbau geht dabei mit einem steigenden Zeitaufwand und somit erhöhten Kosten einher. Als Zusammenführungsstrategie ist das PreGER-Verfahren in Kombination mit der FDD-Methode zu bevorzugen. Die Anzahl der Messwerte steigt mit höherer Sensoranzahl und der Anzahl der Messaufbauten an. Dies führt zu einem hohen Arbeitsspeicherbedarf für die Berechnung der geschätzten modalen Parameter.
Im Ergebnis wurde ein flexibel einsetzbares und zuverlässiges Monitoringsystem entwickelt. Insbesondere die hohe Relevanz der Messkette für den Erfolg einer Monitoringmaßnahme wurde aufgezeigt. Dabei ist die erforderliche hochpräzise Synchronisation der Sensoren aufgrund der Auswirkungen auf die Eigenformamplituden besonders hervorzuheben. Das Monitoringsystem *DiaBriS* ist sowohl für Langzeitmessungen als auch für periodische Kurzzeitmessungen sowie für Bestandsbrücken als auch Neubauten geeignet. Abbildung 7.1 gibt einen Überblick über die Einsatzmöglichkeiten. Abhängig vom Zustand der Brücke und des zur Verfügung stehenden Budgets können unterschiedliche Messkonzepte gewählt werden. Das Langzeitmonitoring von Brücken bietet dabei den größten Informationsgehalt.

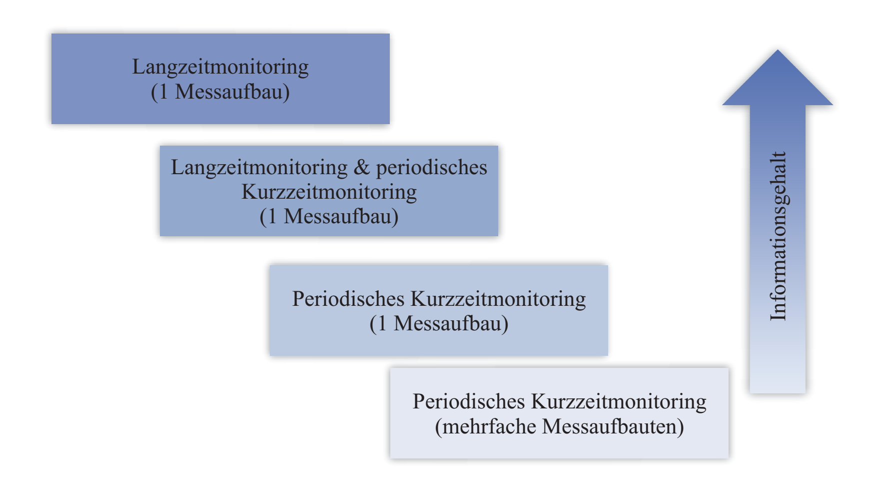


Abbildung 7.1: Übersicht der flexiblen Einsatzmöglichkeiten des entwickelten Monitoringsystems *DiaBriS*

Weitere Untersuchungen hinsichtlich der Eignung von Torsionsmoden zur Lokalisierung von Schäden in der Querachse einer Brückenkonstruktion bieten sich für zukünftige Forschungsarbeiten an. Darüber hinaus ist eine gezielte Analyse der Sensitivität der modalen Parameter hinsichtlich Schubrissen von Interesse, da die bestehenden Brückenbauwerke in der Regel die größten Defizite hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit aufweisen. Dies ist auf die grundlegende Änderung der Bemessungsnormen zurückzuführen. Die Nachrechnung der Querkrafttragfähigkeit stellt eine große Herausforderung in der Praxis dar, sodass die Erkenntnisse einhergehend mit einem Monitoringsystem zu einem großen Wissensgewinn führen können. Weiterhin ist die Analyse zusätzlicher Verstärkungssysteme auf die modalen Parameter von Interesse. Der Einfluss nachträglich installierter externer Spannglieder sowie die Auswirkungen von Stahllamellen sollten in Zukunft untersucht werden.
Hinsichtlich des Monitorings von Brückenneubauten ist eine gezielte Untersuchung des Einflusses aus Hydratation, Kriechen, Schwinden und Relaxation relevant. Die Auswirkungen auf die Entwicklung der modalen Parameter innerhalb der ersten fünf Jahre von Brücken sollte tiefergehend untersucht werden. Der Einfluss der Betriebslasten infolge des Eisenbahnverkehrs ist ebenfalls von großem Interesse. Die Überfahrt eines Zuges führt zu deutlich veränderten Massen- und Steifigkeitseigenschaften des Gesamtsystems. Zusätzlich ist der Einfluss des Schotterbettes auf die Streuungen der modalen Parameter zu berücksichtigen. Insbesondere die Auswirkungen auf die Amplitudenstreuungen der Eigenformen sind in diesem Zusammenhang von Interesse. Aufgrund des hohen Alters des Brückenbestandes der Deutschen Bahn sowie der kaum vorhandenen Ausweichmöglichkeiten im Streckennetz, ist der Erhalt des Brückenbestandes für den Personen- und Güterverkehr als systemrelevant einzustufen. Ein Monitoringsystem, welches ohne Beeinträchtigung des Zugverkehrs die Sicherheit der Brückenbauwerke bewerten kann, ist essenziell für einen wirtschaftlichen Betrieb.

Literaturverzeichnis

[1] *DBV-Merkblatt Brückenmonitoring - Planung, Ausschreibung und Umsetzung: 2018-08*. Berlin : Beuth Verlag GmbH

[2] Abdulkarem, Mohammed ; Samsudin, Khairulmizam ; Rokhani, Fakhrul Z. ; A Rasid, Mohd F.: Wireless sensor network for structural health monitoring: A contemporary review of technologies, challenges, and future direction. In: *Structural Health Monitoring: An International Journal* 19 (2020), Nr. 3, S. 693–735. http://dx.doi.org/10.1177/1475921719854528. – DOI 10.1177/1475921719854528. – ISSN 1475–9217

[3] Agostinacchio, M. ; Ciampa, D. ; Olita, S.: The vibrations induced by surface irregularities in road pavements – a Matlab® approach. In: *European Transport Research Review* 6 (2014), Nr. 3, S. 267–275. http://dx.doi.org/10.1007/s12544-013-0127-8. – DOI 10.1007/s12544–013–0127–8. – ISSN 1867–0717

[4] Allemang R. J., Brown D.: A Correlation Coefficient for Modal Vector Analysis. In: *In Proceedings of the 1st SEM International Modal Analysis Conference* (8-10 November, Orlando, Florida, USA, 1982), S. p. 110 – 116

[5] Amador, Sandro ; Brincker, Rune: Enhanced Mode Shape Estimation in multi-dataset OMA using Frequency Domain Decomposition. In: *In: IOMAC - 8th International Operational Modal Analysis Conference* 12. - 14. Mai Kopenhagen (2019)

[6] Amador, S., Savnik, N., Katsanos E.I., Ventura, C.E., Brincker, R.: Application of a robust multi-dataset Frequency Domain Decomposition to estimate the global modal parameters of a high-rise building. In: *IOMAC - 8th International Operational Modal Analysis Conference* 12 - 14. Mai Kopenhagen (2019)

[7] Anders Rytter: *Vibrational Based Inspection of Civil Engineering Structures*. Denmark : Ph.D.-Thesis defended publicly at the University of Aalborg, April 20, 1993 PDF for print: 206 pp (Fracture and Dynamics)

[8] Archbold, Paul ; Caprani, Colin C. ; Fanning, Paul ; Keogh, Joe: *Characteristic Vertical Response of a Footbridge Due to Crowd Loading*. Leuven, Belgien : Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics, EURODYN 2011, 2011. http://dx.doi.org/10.21427/D75R6M. http://dx.doi.org/10.21427/D75R6M

[9] Auswärtiges Amt: *Internationaler Straßenverkehr*. URL: https://www.auswaertiges-amt.de/de/aussenpolitik/themen/aussenwirtschaft/verkehr/strassenverkehr/213158, letzter Zugriff 17.05.2021

[10] Bachmann, Hugo: Lebendige Fußgängerbrücken – eine Herausforderung. In: *Bautechnik* 81 (2004), Nr. 4, S. 227–236. http://dx.doi.org/10.1002/bate.200490054. – DOI 10.1002/bate.200490054. – ISSN 0932–8351

[11] Barela, Ana M. F. ; Duarte, Marcos: Biomechanical characteristics of elderly individuals walking on land and in water. In: *Journal of electromyography and kinesiology : official journal of the International Society of Electrophysiological Kinesiology* 18 (2008),

Nr. 3, S. 446–454. http://dx.doi.org/10.1016/j.jelekin.2006.10.008. – DOI 10.1016/j.jelekin.2006.10.008. – ISSN 1050–6411

[12] Bendat, Julius S. ; Piersol, Allan G.: *Engineering applications of correlation and spectral analysis*. 2. ed., rev. and expanded. New York : Wiley, 1993 (A Wiley-Interscience publication). http://www.loc.gov/catdir/description/wiley034/92036126.html. – ISBN 978–0471570554

[13] Borah, Sushmita ; Al-Habaibeh, Amin ; Kromanis, Rolands: The Effect of Temperature Variation on Bridges—A Literature Review. In: Mporas, Iosif (Hrsg.) ; Kourtessis, Pandelis (Hrsg.) ; Al-Habaibeh, Amin (Hrsg.) ; Asthana, Abhishek (Hrsg.) ; Vukovic, Vladimir (Hrsg.) ; Senior, John (Hrsg.): *Energy and Sustainable Futures*. Cham : Springer International Publishing, 2021. – ISBN 978–3–030–63916–7, S. 207–212

[14] Brincker, Rune ; Ventura, Carlos Eiji H.: *Introduction to operational modal analysis*. Chichester, West Sussex : John Wiley and Sons Inc, 2015. http://dx.doi.org/10.1002/9781118535141. http://dx.doi.org/10.1002/9781118535141. – ISBN 978–1–119–96315–8

[15] Brincker, Rune ; Zhang, Lingmi ; Andersen, Palle: Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition. In: *Smart Materials and Structures* 10 (2001), Nr. 3, S. 441–445. http://dx.doi.org/10.1088/0964-1726/10/3/303. – DOI 10.1088/0964–1726/10/3/303. – ISSN 0964–1726

[16] Bundesanstalt für Strassenwesen: *Brückenstatistik*. https://www.bast.de/BASt_2017/DE/Ingenieurbau/Statistik/statistik-node.html. Version: 2020

[17] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: *Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 (RI-EBW-PRÜF)*. 22.02.2017

[18] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur: *"Stand der Modernisierung von Straßenbrücken der Bundesfernstraßen": Bericht an den Ausschuss für Verkehr und digitale Infrastruktur des Deutschen Bundestages*. Berlin, 10. Februar 2020

[19] Bungard, Volker ; Waldmann, Danièle ; Maas, Stefan: *Condition assessment of concrete structures and bridges using vibration monitoring in comparison to changes in their static properties: Zugl.: Luxembourg, Univ., Diss., 2010*. Aachen : Shaker, 2011 (Berichte aus dem Bauwesen). – ISBN 978–3–8440–0077–1

[20] Büttner A.: *Beitrag zur Beschreibung des Dämpfungsverhaltens von Stahlbetonbalken (Dissertation)*. HAB Weimar - Universität, 1992

[21] Caprani, C. C. ; Keogh, J. ; Archbold, P. ; Fanning, P.: Enhancement factors for the vertical response of footbridges subjected to stochastic crowd loading. In: *Computers & Structures* 102-103 (2012), S. 87–96. http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruc.2012.03.006. – DOI 10.1016/j.compstruc.2012.03.006. – ISSN 00457949

[22] Caprani, Colin C. ; Ahmadi, Ehsan: Formulation of human–structure interaction system models for vertical vibration. In: *Journal of Sound and Vibration* 377

(2016), S. 346–367. http://dx.doi.org/10.1016/j.jsv.2016.05.015. – DOI 10.1016/j.jsv.2016.05.015. – ISSN 0022460X

[23] Chen, Hua-Peng: *Structural health monitoring of large civil engineering structures*. Hoboken, NJ and Chichester, UK : Wiley Blackwell, 2018. http://dx.doi.org/10.1002/9781119166641. http://dx.doi.org/10.1002/9781119166641. – ISBN 9781119166436

[24] Chen, Zhi ; Wang, Tie ; Gu, Fengshou ; Zhang, Ruiliang ; Shen, Jinxian: The average correlation signal based stochastic subspace identification for the online modal analysis of a dump truck frame. In: *Journal of Vibroengineering* 17 (2015), S. 1971–1988

[25] Cheynet, E.: *Operational modal analysis with automated SSI-COV algorithm*. Zenodo, 2020. http://dx.doi.org/10.5281/ZENODO.3774061. http://dx.doi.org/10.5281/ZENODO.3774061

[26] Cheynet, Etienne ; Jakobsen, Jasna B. ; Snæbjörnsson, Jonas: *Damping estimation of large wind-sensitive structures, Procedia Engineering, Vol. 199, pp. 2047 - 53*. Elsevier BV, 2017. http://dx.doi.org/10.1016/j.proeng.2017.09.471. http://dx.doi.org/10.1016/j.proeng.2017.09.471

[27] Clemente, Paolo: Monitoring and evaluation of bridges: lessons from the Polcevera Viaduct collapse in Italy. In: *Journal of Civil Structural Health Monitoring* 10 (2020), Nr. 2, S. 177–182. http://dx.doi.org/10.1007/s13349-020-00384-6. – DOI 10.1007/s13349–020–00384–6. – ISSN 2190–5452

[28] da Silva, Irwing Aguiar Ribeiro ; da Silva, José Guilherme Santos: Experimental and numerical dynamic structural analysis of footbridges when subjected to pedestrians walking loads. In: *Journal of Civil Structural Health Monitoring* 8 (2018), Nr. 4, S. 585–595. http://dx.doi.org/10.1007/s13349-018-0294-3. – DOI 10.1007/s13349–018–0294–3. – ISSN 2190–5452

[29] David L. Mills: Internet Time Synchronization: the Network Time Protocol. In: *IEEE Transactions on Communications* 39 (1991), S. 1482–1493

[30] Deng, Yang ; Li, Aiqun: *Structural Health Monitoring for Suspension Bridges*. Singapore : Springer Singapore, 2019. http://dx.doi.org/10.1007/978-981-13-3347-7. http://dx.doi.org/10.1007/978-981-13-3347-7. – ISBN 978–981–13–3346–0

[31] Deutsches Institut für Normung e.V.: *DIN 45669-1:2010-09: Messung von Schwingungsimmissionen - Teil 1: Schwingungsmesser - Anforderungen und Prüfungen*. Berlin : Beuth Verlag GmbH, 2010 - 09

[32] DIN 1076:1999-11: *Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen - Überwachung und Prüfung*. Berlin : Beuth Verlag GmbH, 1999. http://dx.doi.org/10.31030/8499929. http://dx.doi.org/10.31030/8499929

[33] Dr.-Ing. Mangering, Ingbert ; Dipl.-Ing. Ehmann, Rainer: *BAWEmpfehlung - Temperatureinwirkungen auf stählerne Kanalbrücken*. Karlsruhe : Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Dezember 2016

[34] Du, Yanliang ; Sun, Baochen ; Li, Jianzhi ; Zhang, Wentao: *Optical Fiber Sensing and Structural Health Monitoring Technology*. Singapore : Springer Singapore, 2019. http://dx.doi.org/10.1007/978-981-13-2865-7. http://dx.doi.org/10.1007/978-981-13-2865-7. – ISBN 978–981–13–2864–0

[35] Fan, Wei ; Qiao, Pizhong: Vibration-based Damage Identification Methods: A Review and Comparative Study. In: *Structural Health Monitoring: An International Journal* 10 (2011), Nr. 1, S. 83–111. http://dx.doi.org/10.1177/1475921710365419. – DOI 10.1177/1475921710365419. – ISSN 1475–9217

[36] Farrar, Charles R. und Doebling, Scott W.: An Overview of Modal-Based Damage Identification Methods. In: *EUROMECH 365 International Workshop: DAMAS 97, Structural Damage Assessment Using Advanced Signal Processing Procedures*, 1997

[37] Fischer, Oliver ; Thoma, Sebastian ; Crepaz, Simone: Quasikontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung zur Rissdetektion in Betonkonstruktionen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 114 (2019), Nr. 3, S. 150–159. http://dx.doi.org/10.1002/best.201800089. – DOI 10.1002/best.201800089. – ISSN 0005–9900

[38] Fitzpatrick, Tony: *Linking London: The Millennium Bridge*. London : Royal Academy of Engineering, 2001. – ISBN 9781871634990

[39] Friswell, M. I. ; Mottershead, J. E.: *Solid Mechanics and its Applications*. Bd. 38: *Finite Element Model Updating in Structural Dynamics*. Dordrecht : Springer, 1995. http://dx.doi.org/10.1007/978-94-015-8508-8. http://dx.doi.org/10.1007/978-94-015-8508-8. – ISBN 978–94–015–8508–8

[40] Ganguli, Ranjan: *Structural Health Monitoring*. Singapore : Springer Singapore, 2020. http://dx.doi.org/10.1007/978-981-15-4988-5. http://dx.doi.org/10.1007/978-981-15-4988-5. – ISBN 978–981–15–4987–8

[41] GOM GmbH: *ARAMIS. Benutzerhandbuch - Software. ARAMIS v6.3 und höher*. Braunschweig, 2011

[42] GOM GmbH: *GOM Testing. Grundlagen der digitalen Bildkorrelation und Dehnungsberechnung*. Braunschweig, 2016

[43] González, A. ; Hester, D.: An investigation into the acceleration response of a damaged beam-type structure to a moving force. In: *Journal of Sound and Vibration* 332 (2013), Nr. 13, S. 3201–3217. http://dx.doi.org/10.1016/j.jsv.2013.01.024. – DOI 10.1016/j.jsv.2013.01.024. – ISSN 0022460X

[44] Graubner, Carl-Alexander (Hrsg.): *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*. Bd. 572: *Schlussberichte zur ersten Phase des DAfStb/BMBF-Verbundforschungsvorhabens "Nachhaltig Bauen mit Beton"*. 1. Aufl. Berlin : Beuth, 2007. – ISBN 978–3–410–65772–9

[45] Guo, Wenfeng: *Ein Modell zur wirklichkeitsnahen instationären Berechnung von Stahl- und Spannbetonstrukturen im Tieftemperaturbereich*. Wuppertal, Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau, Baustofftechnologie und Brandschutz, Zugl.: Wuppertal, Univ., Diss., 2001, 2001

[46] Haag, Björn: *Schadensidentifikation mit modalen Parametern: Dissertation*. Bd. Heft 78. Karlsruhe : Karlsruher Institut für Technologie (KIT) - Karlsruher Reihe Massivbau, Baustofftechnologie, Materialprüfung, 2015. http://dx.doi.org/10.5445/KSP/1000051045. http://dx.doi.org/10.5445/KSP/1000051045. – ISBN 978–3–7315–0458–0

[47] Han, Qinghua ; Ma, Qian ; Xu, Jie ; Liu, Ming: Structural health monitoring research under varying temperature condition: a review. In: *Journal of Civil Structural Health Monitoring* 11 (2021), Nr. 1, 149–173. http://dx.doi.org/10.1007/s13349-020-00444-x. – DOI 10.1007/s13349–020–00444–x. – ISSN 2190–5452

[48] Hanif, Muhammad U. ; Ibrahim, Zainah ; Lim, Huan X. ; Hang, You X.: Effect of incremental static damage on modal frequencies of reinforced concrete beams. In: *International Journal of Integrated Engineering* 10 (2018), Nr. 2. http://dx.doi.org/10.30880/ijie.2018.10.02.020. – DOI 10.30880/ijie.2018.10.02.020. – ISSN 2229838X

[49] Hester, D. ; González, A.: A wavelet-based damage detection algorithm based on bridge acceleration response to a vehicle. In: *Mechanical Systems and Signal Processing* 28 (2012), Nr. 1, S. 145–166. http://dx.doi.org/10.1016/j.ymssp.2011.06.007. – DOI 10.1016/j.ymssp.2011.06.007. – ISSN 08883270

[50] HO, B. L. ; KALMAN, R. E.: Editorial: Effective construction of linear state-variable models from input/output functions. In: *at - Automatisierungstechnik* 14 (1966), Nr. 1-12. http://dx.doi.org/10.1524/auto.1966.14.112.545. – DOI 10.1524/auto.1966.14.112.545. – ISSN 0178–2312

[51] ISO 8608:2016-11: *Mechanische Schwingungen - Straßenoberflächenprofile - Darstellung von Messdaten*. Schweiz : ISO copyright office

[52] Kilikevičius, Artūras ; Bačinskas, Darius ; Selech, Jaroslaw ; Matijoşius, Jonas ; Kilikevičienė, Kristina ; Vainorius, Darius ; Ulbrich, Dariusz ; Romek, Dawid: The Influence of Different Loads on the Footbridge Dynamic Parameters. In: *Symmetry* 12 (2020), Nr. 4, S. 657. http://dx.doi.org/10.3390/sym12040657. – DOI 10.3390/sym12040657

[53] Kim, Sukun ; Pakzad, Shamim ; Culler, David ; Demmel, James ; Fenves, Gregory ; Glaser, Steven ; Turon, Martin: Health Monitoring of Civil Infrastructures Using Wireless Sensor Networks. In: *2007 6th International Symposium on Information Processing in Sensor Networks*, IEEE, 25.04.2007 - 27.04.2007. – ISBN 978–1–59593–638–7, S. 254–263

[54] Koether, Reinhard: *Distributionslogistik: Effiziente Absicherung der Lieferfähigkeit*. Wiesbaden : Gabler Verlag, 2012. http://dx.doi.org/10.1007/978-3-8349-7096-1. http://dx.doi.org/10.1007/978-3-8349-7096-1. – ISBN 978–3–8349–2897–9

[55] Kohm, Mareike ; Stempniewski, Lothar: Entwicklung eines modal basierten Brückenmonitoring–Systems. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 81 (2021), Nr. 7, S. 441.

http://dx.doi.org/10.1002/best.202000085. – DOI 10.1002/best.202000085. – ISSN 0005–9900

[56] Kohm, M., Stempniewski, L.: *Modal based monitoring of a pedestrian bridge for damage detection*. Leuven, Belgium : International Conference on Noise and Vibration Engineering - ISMA2020, 07. - 09. September 2020

[57] Kohm, M., Stempniewski, L.: *Beam tests for a wireless modal-based bridge monitoring system*. New York City, USA : IABSE Congress New York City - The evolving Metropolis, 2019

[58] Kohm, M., Stempniewski, L.: *Influence of Operational Conditions on the Modal Based Damage Analysis of Pedestrian Bridges*. Neapel, Italien : Springer International Publishing, 29th - 31th März 2021 (Lecture Notes in Civil Engineering, Civil Structural Health Monitoring Proceedings of CSHM-8 Workshop, Herausgeber: Dr. C. Rainieri, Prof. G. Fabbrocino, Prof. Dr. N. Caterino, Prof. F. Ceroni, Cr. M.A. Notarangelo). – ISBN 978–3–030–74257–7

[59] Kumar, Prakash ; Kumar, Anil: *Human induced vibration in structures*. National Conference on Recent Advances in Mechanical Engineering RAME, 2013

[60] Kuttner, Thomas ; Rohnen, Armin: *Praxis der Schwingungsmessung: Messtechnik und Schwingungsanalyse mit MATLAB®*. 2nd ed. 2019. 2019 https://doi.org/10.1007/978-3-658-25048-5. – ISBN 978–3–658–25048–5

[61] Leibniz Universität Hannover - Institut für Statik und Dynamik: *STAB2D - Berechnung von Stabtragwerken (https://www.isd.uni-hannover.de/de/studium/software/)*. letzer Zugriff 06.08.2020,

[62] Li, BinBin ; Li, DongSheng ; Zhao, XueFeng ; Ou, JinPing: Optimal sensor placement in health monitoring of suspension bridge. In: *Science China Technological Sciences* 55 (2012), Nr. 7, S. 2039–2047. http://dx.doi.org/10.1007/s11431-012-4815-8. – DOI 10.1007/s11431–012–4815–8. – ISSN 1674–7321

[63] Li, Hong-Nan ; Li, Dong-Sheng ; Ren, Liang ; Yi, Ting-Hua ; Jia, Zi-Guang ; LI, Kun-Peng: Structural health monitoring of innovative civil engineering structures in Mainland China. In: *Structural Monitoring and Maintenance* 3 (2016), Nr. 1, S. 1–32. http://dx.doi.org/10.12989/smm.2016.3.1.001. – DOI 10.12989/smm.2016.3.1.001. – ISSN 2288–6605

[64] Lichte, Ulf: *Klimatische Temperatureinwirkungen und Kombinationsregeln bei Brückenbauwerken*. Neubiberg, Universität der Bundeswehr München, Fakultät für Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften, Dissertation, 2004

[65] Limongelli, M. P. ; Siegert, D. ; Merliot, E. ; Waeytens, J. ; Bourquin, F. ; Vidal, R. ; Le Corvec, V. ; Gueguen, I. ; Cottineau, L. M.: Damage detection in a post tensioned concrete beam – Experimental investigation. In: *Engineering Structures* 128 (2016), Nr. 3–4, S. 15–25. http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.09.017. – DOI 10.1016/j.engstruct.2016.09.017. – ISSN 01410296

[66] Lin, Chang-Sheng: Ambient modal identification using non-stationary correlation technique. In: *Archive of Applied Mechanics* 86 (2016), Nr. 8, S. 1449–1464. http://dx.doi.org/10.1007/s00419-016-1128-6. – DOI 10.1007/s00419–016–1128–6. – ISSN 0939–1533

[67] Lin, Chang-Sheng ; Chiang, Dar-Yun ; Tseng, Tse-Chuan: An Extended Time Series Algorithm for Modal Identification from Nonstationary Ambient Response Data Only. In: *Mathematical Problems in Engineering* 2014 (2014), Nr. 3, S. 1–12. http://dx.doi.org/10.1155/2014/391815. – DOI 10.1155/2014/391815. – ISSN 1024–123X

[68] Liu, Fulong ; Wu, Jigang ; Gu, Fengshou ; Ball, Andrew: An Introduction of a Robust OMA Method: CoS-SSI and Its Performance Evaluation through the Simulation and a Case Study. In: *Shock and Vibration* 2019 (2019), S. 1–14. http://dx.doi.org/10.1155/2019/6581516. – DOI 10.1155/2019/6581516

[69] Liu, Hanbing ; Wang, Xianqiang ; Jiao, Yubo: Effect of Temperature Variation on Modal Frequency of Reinforced Concrete Slab and Beam in Cold Regions. In: *Shock and Vibration* 2016 (2016), Nr. 6, S. 1–17. http://dx.doi.org/10.1155/2016/4792786. – DOI 10.1155/2016/4792786

[70] Ludescher, Hannes: *Berücksichtigung von dynamischen Verkehrslasten beim Tragsicherheitsnachweis von Strassenbrücken*. Lausanne (Schweiz) : École Politechnique Fédérale de Lausanne, 2003

[71] Lynch, Jerome P. ; Wang, Yang ; Loh, Kenneth J. ; Yi, Jin-Hak ; Yun, Chung-Bang: Performance monitoring of the Geumdang Bridge using a dense network of high-resolution wireless sensors. In: *Smart Materials and Structures* 15 (2006), Nr. 6, S. 1561–1575. http://dx.doi.org/10.1088/0964-1726/15/6/008. – DOI 10.1088/0964–1726/15/6/008. – ISSN 0964–1726

[72] Maeck, J. ; Abdel Wahab, M. ; Peeters, B. ; Roeck, G. de ; Visscher, J. de ; Wilde, W.P de ; Ndambi, J.-M ; Vantomme, J.: Damage identification in reinforced concrete structures by dynamic stiffness determination. In: *Engineering Structures* 22 (2000), Nr. 10, S. 1339–1349. http://dx.doi.org/10.1016/S0141-0296(99)00074-7. – DOI 10.1016/S0141–0296(99)00074–7. – ISSN 01410296

[73] Maeck, Johan: *Damage assessment of civil engineering structures by vibration monitoring: @Leuven, Katholieke Univ., Thesis, 2003*. – ISBN 9056823906

[74] Magalhães, Filipe: *Operational modal analysis for testing and monitoring of bridges and special structures, Dissertation*. Porto (Portugal) : Faculty of Engineering of the University of Porto, 2010

[75] Magalhães, Filipe ; Cunha, Álvaro ; Caetano, Elsa: Online automatic identification of the modal parameters of a long span arch bridge. In: *Mechanical Systems and Signal Processing* 23 (2009), Nr. 2, S. 316–329. http://dx.doi.org/10.1016/j.ymssp.2008.05.003. – DOI 10.1016/j.ymssp.2008.05.003. – ISSN 08883270

[76] Mangering, Beucher, Burger, Lichte, Retze, sandner, Zapfe: *Studie zum temperaturoptimierten Einfeld-Fahrwegträger im Weiterentwicklungsprogramm Magnetschwe-*

bebahntechnologie. WEP-Projekt 28 im Auftrage des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, 2002

[77] Marti, Mikls ; Kusy, Branislav ; Simon, Gyula ; Ldeczi, kos: The flooding time synchronization protocol. In: Stankovic, John A. (Hrsg.) ; Arora, Anish (Hrsg.) ; Govindan, Ramesh (Hrsg.): *Proceedings of the 2nd international conference on Embedded networked sensor systems - SenSys '04*. New York, New York, USA : ACM Press, 2004. – ISBN 1581138792, S. 39

[78] Marwala, Tshilidzi: *Finite-element-model Updating Using Computional Intelligence Techniques: Applications to Structural Dynamics*. London : Springer-Verlag London, 2010. http://dx.doi.org/10.1007/978-1-84996-323-7. http://dx.doi.org/10.1007/978-1-84996-323-7. – ISBN 978–1–84996–323–7

[79] Matsumoto, Y., Nishioka, T., Shiojiri, H., Matsuzaki, K.: *Dynamic design of footbridges*. IABSE proceedings 2, Paper P-17/78, Zurich, 1978

[80] McGetrick, Patrick ; Kim, Chul-Woo ; Gonzalez, Arturo ; OBrien, Eugene: Dynamic axle force and road profile identification using a moving vehicle. In: *International Journal Architecture, Engineering & Construction* 2 (2013)

[81] Moughty, John J. ; Casas, Joan R.: A State of the Art Review of Modal-Based Damage Detection in Bridges: Development, Challenges, and Solutions. In: *Applied Sciences* 7 (2017), Nr. 5, S. 510. http://dx.doi.org/10.3390/app7050510. – DOI 10.3390/app7050510

[82] Musiał, Michał: Laboratory Tests of Reinforced Concrete Beams with the Use of Operational Modal Analysis. In: *Materials Science Forum* 866 (2016), S. 124–128. http://dx.doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.866.124. – DOI 10.4028/www.scientific.net/MSF.866.124

[83] Musiał, Michał ; Trapko, Tomasz ; Grosel, Jacek: Static and Dynamic Stiffness of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Externally Bonded CFRP Strips. In: *Materials (Basel, Switzerland)* 14 (2021), Nr. 4. http://dx.doi.org/10.3390/ma14040910. – DOI 10.3390/ma14040910. – ISSN 1996–1944

[84] Nagayama, T. ; Sim, S. H. ; Miyamori, Y. ; Spencer, B. F. JR.: Issues in structural health monitoring employing smart sensors. In: *Smart Structures and Systems* 3 (2007), Nr. 3, S. 299–320. http://dx.doi.org/10.12989/sss.2007.3.3.299. – DOI 10.12989/sss.2007.3.3.299. – ISSN 1738–1584

[85] Nagayama, T. ; Spencer, B. ; Rice, J.: Structural health monitoring using smart sensors. Version: 2008. http://dx.doi.org/10.1201/9781439828441.ch129. In: Tomizuka, M. (Hrsg.) ; Chen, R. (Hrsg.) ; Yun, C. (Hrsg.) ; Spencer, B. (Hrsg.) ; Chen, W. (Hrsg.): *World Forum on Smart Materials and Smart Structures Technology*. CRC Press, 2008. – DOI 10.1201/9781439828441.ch129. – ISBN 978–0–415–46845–9

[86] OBrien, E. J. ; McGetrick, P. J. ; Gonzalez, A.: A drive-by inspection system via vehicle moving force identification. In: *Smart Structures and Systems* 13 (2014), Nr. 5, S. 821–848. http://dx.doi.org/10.12989/sss.2014.13.5.821. – DOI 10.12989/sss.2014.13.5.821. – ISSN 1738–1584

[87] Pakzad, Shamim N. ; Fenves, Gregory L. ; Kim, Sukun ; Culler, David E.: Design and Implementation of Scalable Wireless Sensor Network for Structural Monitoring. In: *Journal of Infrastructure Systems* 14 (2008), Nr. 1, S. 89–101. http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)1076-0342(2008)14:1(89). – DOI 10.1061/(ASCE)1076–0342(2008)14:1(89). – ISSN 1076–0342

[88] Pandey, A. K. ; Biswas, M.: Damage Detection in Structures Using Changes in Flexibility. In: *Journal of Sound and Vibration* 169 (1994), Nr. 1, S. 3–17. http://dx.doi.org/10.1006/jsvi.1994.1002. – DOI 10.1006/jsvi.1994.1002. – ISSN 0022460X

[89] Parloo, Eli: *Application of frequency-domain system identification techniques in the field of operational modal analysis*. Brüssel, Belgien : PhD Thesis, Vrije Universiteit Brussel, Faculteit Toegepaste Wetenschappen, 2003

[90] Parodi, Emilio and Landini, Francesca ; Editing by Susan Fenton: *Bridge collapse costs Genoa companies 422 mln euros in damages - Chamber of Commerce*. https://www.reuters.com/article/italy-motorway-collapse-damages-idUSL8N1WS3MD. Version: 17.05.2021

[91] Peeters, Bart: *System identification and damage detection in civil engineering*. Uhttps://lirias.kuleuven.be/retrieve/400294DThesis_BartPeeters_KULeuven_2000(129p).pdf[AvailableforKULeuvenusers]. Version: 2000

[92] Peeters, Bart ; ROECK, GUIDO de: REFERENCE-BASED STOCHASTIC SUBSPACE IDENTIFICATION FOR OUTPUT-ONLY MODAL ANALYSIS. In: *Mechanical Systems and Signal Processing* 13 (1999), Nr. 6, S. 855–878. http://dx.doi.org/10.1006/mssp.1999.1249. – DOI 10.1006/mssp.1999.1249. – ISSN 08883270

[93] Petersen, Christian ; Werkle, Horst: *Dynamik der Baukonstruktionen*. 2. Aufl. 2017. Wiesbaden : Springer Fachmedien Wiesbaden, 2017. http://dx.doi.org/10.1007/978-3-8348-2109-6. http://dx.doi.org/10.1007/978-3-8348-2109-6. – ISBN 978–3–8348–2109–6

[94] Phares, B. M. ; Rolander, D. ; Graybeal, B. A. and Washer, G. A.: *Studying the reliability of bridge inspection*. [online] https://www.fhwa.dot.gov/publications/publicroads/00nov/bridge.cfm (letzter Zugriff: 12.05.2021)

[95] Piovaccari, Guilio (. ; editing by McGool, Grant: *Lack of controls among causes of Genoa Bridge disaster, technical report says*. https://www.reuters.com/article/us-italy-bridge-report-idUSKBN28V2UG. Version: 17.05.2021

[96] Polytec GmbH: *MPV-800 Multipoint Vibrometer: Synchrone optische Schwingungsmessung - Modalanalyse mit 48 Kanälen (https://www.polytec.com/de/vibrometrie/produkte/full-field-vibrometer/mpv-800-multipoint-vibrometer)*. letzter Aufruf am 22.01.2021

[97] Portier, Kenneth ; Tolson, J. K. ; Roberts, Stephen M.: Body weight distributions for risk assessment. In: *Risk analysis : an official publication of the Society for Risk Analysis* 27 (2007), Nr. 1, S. 11–26. http://dx.doi.org/10.1111/j.1539-6924.2006.00856.x. – DOI 10.1111/j.1539–6924.2006.00856.x. – ISSN 0272–4332

[98] Rainieri, Carlo ; Fabbrocino, Giovanni: *Operational modal analysis of civil engineering structures: An introduction and guide for applications*. New York and Heidelberg and Dordrecht and London : Springer, 2014 https://www.loc.gov/catdir/enhancements/fy1613/2014934330-d.html. – ISBN 978–1–4939–0767–0

[99] Razak, H. A. ; Fayyadh, Moatasem M.: Sensitivity of Natural Frequencies to Composite Effects in Reinforced Concrete Elements. In: *Mechanics of Advanced Materials and Structures* 20 (2013), Nr. 6, S. 441–453. http://dx.doi.org/10.1080/15376494.2011.627636. – DOI 10.1080/15376494.2011.627636. – ISSN 1537–6494

[100] Retze, Ulrich: *Beispielhafte Untersuchung zum Einsatz von Monitoringmethoden an einer Brücke: München, Univ. der Bundeswehr, Diss.* Neubiberg, 2007

[101] Rucka, M. ; Wilde, K.: Crack identification using wavelets on experimental static deflection profiles. In: *Engineering Structures* 28 (2006), Nr. 2, S. 279–288. http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.07.009. – DOI 10.1016/j.engstruct.2005.07.009. – ISSN 01410296

[102] Sanio, David ; Mark, Peter ; Ahrens, Mark A.: Temperaturfeldberechnung für Brücken. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 112 (2017), Nr. 2, S. 85–95. http://dx.doi.org/10.1002/best.201600068. – DOI 10.1002/best.201600068. – ISSN 0005–9900

[103] Scheuermann, Jochen: *Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig*. Bd. 73: *Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Verbund und Rißbildung von Stahlbetonbauteilen: Zugl.: Braunschweig, Techn. Univ., Diss., 1987*. Braunschweig : Univ.-Bibl and Inst. für Baustoffe Massivbau und Brandschutz, 1987 http://www.digibib.tu-bs.de/?docid=00059717. – ISBN 3–89288–011–5

[104] Schindler, Kerstin: *Untersuchung des Verformungsverhaltens von Asphalt zur Bestimmung von Materialkennwerten für die Dimensionierung, Dissertation*. Bd. Heft 22. Braunschweig : Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, In: Schriftenreihe Straßenwesen. Institut für Straßenwesen (ISBS), 2008. – ISBN 978–3932164101

[105] Schmidt, Wolf D.: *Sensorschaltungstechnik*. 3rd ed. s.l. : Vogel Buchverlag, 2007 (Elektronik - Band 8). https://ebookcentral.proquest.com/lib/gbv/detail.action?docID=859060. – ISBN 978–3–8343–3111–3

[106] Schnellenbach-Held, Martina ; Peeters, Michael ; Miedzinski, Gregor: *Intelligente Brücke - Schädigungsrelevante Einwirkungen und Schädigungspotenziale von Brückenbauwerken aus Beton*. 2015. – ISBN 978–3–95606–129–5

[107] Schüttler, Tobias: *Satellitennavigation: Wie sie funktioniert und wie sie unseren Alltag beeinflusst*. Berlin : Springer Vieweg, 2014 (Technik im Fokus). – ISBN 978–3–642–53886–5

[108] SCHÜTTLER, Tobias: *Relativistische Effekte bei der Satellitennavigation: Von Einstein zu GPS und Galileo*. Wiesbaden : Springer Vieweg, 2018 (essentials). http://dx.doi.org/10.1007/978-3-658-22161-4. http://dx.doi.org/10.1007/978-3-658-22161-4. – ISBN 978–3–658–22160–7

[109] SEDLMAIR, Roman: *Theoretische und praktische Entwicklung einer aufgeklebten CFK Stahlbetonverstärkung unter Berücksichtigung der vollständigen Kompatibilität zum Betonstahl, Dissertation*. Karlsruhe : Karlsruher Institut für Technologie (KIT), 2020. http://dx.doi.org/10.5445/IR/1000122321. http://dx.doi.org/10.5445/IR/1000122321

[110] SEMEX ENGCON GMBH ; SEMEX ENGCON GMBH (Hrsg.): *MENHIR Vibration Monitoring System: Kompaktes Erschütterungsmesssystem für Baudynamik, Strukturüberwachung und Seismik*. https://www.semex-engcon.com/de/produkte/menhir. Version: 2021

[111] SEMEX ENGCON GMBH: *https://www.semex-engcon.com/de/*. letzter Zugriff 17.05.2021

[112] SHAHABPOOR, E. ; PAVIC, A. ; RACIC, V. ; ZIVANOVIC, S.: Effect of group walking traffic on dynamic properties of pedestrian structures. In: *Journal of Sound and Vibration* 387 (2017), S. 207–225. http://dx.doi.org/10.1016/j.jsv.2016.10.017. – DOI 10.1016/j.jsv.2016.10.017. – ISSN 0022460X

[113] SHAHABPOOR, Erfan ; PAVIC, Aleksandar ; RACIC, Vitomir: Using MSD Model to Simulate Human-Structure Interaction During Walking. In: *Conference Proceedings of the Society for Experimental Mechanics Series* 39 (2013), S. 357–364. http://dx.doi.org/10.1007/978-1-4614-6555-3$\backslash$textunderscore. – DOI 10.1007/978–1–4614–6555–3\textunderscore

[114] SHAHABPOOR, Erfan ; PAVIC, Aleksandar ; RACIC, Vitomir: Interaction between Walking Humans and Structures in Vertical Direction: A Literature Review. In: *Shock and Vibration* (2016), Nr. 1, S. 1–22. http://dx.doi.org/10.1155/2016/3430285. – DOI 10.1155/2016/3430285

[115] SHARPE, William N.: *Springer handbook of experimental solid mechanics*. New York, 2008 (Springer handbooks)

[116] SOLÍS, Mario ; ALGABA, Mario ; GALVÍN, Pedro: Continuous wavelet analysis of mode shapes differences for damage detection. In: *Mechanical Systems and Signal Processing* 40 (2013), Nr. 2, S. 645–666. http://dx.doi.org/10.1016/j.ymssp.2013.06.006. – DOI 10.1016/j.ymssp.2013.06.006. – ISSN 08883270

[117] SPEKTRA SCHWINGUNGSTECHNIK UND AKUSTIK GMBH DRESDEN: *Kalibrierschein: Gegenstand: Triaxiales Erschütterungsmesssystem Typ MENHIR Hersteller SEMEX-EngCon GmbH*. Juli 2016

[118] SPURA, Christian: *Einführung in die Balkentheorie nach Timoshenko und Euler-Bernoulli*. Wiesbaden : Springer Fachmedien Wiesbaden, 2019 (essentials). http://dx.doi.org/10.1007/978-3-658-25216-8. http://dx.doi.org/10.1007/978-3-658-25216-8. – ISBN 978–3658252151

[119] Stewering, Uta: *Schädigungsanalyse für Tragwerke anhand ihrer modalen Systemeigenschaften: Zugl.: Bochum, Univ., Dissertation*. Aachen : Shaker, 2008 (Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum). – ISBN 978–3–8322–7455–9

[120] Stubbs, Norris ; Kim, Jeong-Tae ; Farrar, Charles: Field Verification of a Nondestructive Damage Localization and Severity Estimation Algorithm. In: *Proc SPIE* 2460 (1995), S. 210

[121] Tan, Yi ; Zhang, Limao: Computational methodologies for optimal sensor placement in structural health monitoring: A review. In: *Structural Health Monitoring: An International Journal* 19 (2020), Nr. 4, S. 1287–1308. http://dx.doi.org/10.1177/1475921719877579. – DOI 10.1177/1475921719877579. – ISSN 1475–9217

[122] Veluthedath Shajihan, Shaik A. ; Chow, Raymond ; Mechitov, Kirill ; Fu, Yuguang ; Hoang, Tu ; Spencer, Billie F.: Development of Synchronized High-Sensitivity Wireless Accelerometer for Structural Health Monitoring. In: *Sensors (Basel, Switzerland)* 20 (2020), Nr. 15. http://dx.doi.org/10.3390/s20154169. – DOI 10.3390/s20154169

[123] Walther, Christoph: *Numerische Parameterstudie zum Einfluss der Formänderung von Beton bei einer modalbasierten Schadensanalyse*. Karlsruhe : Karlsruher Institut für Technologie, Masterarbeit, 2019

[124] Wang, Zhenpeng ; Huang, Minshui ; Gu, Jianfeng: Temperature Effects on Vibration-Based Damage Detection of a Reinforced Concrete Slab. In: *Applied Sciences* 10 (2020), Nr. 8, S. 2869. http://dx.doi.org/10.3390/app10082869. – DOI 10.3390/app10082869

[125] Werkle, Horst: *Finite Elemente in der Baustatik*. Wiesbaden : Springer Fachmedien, 2008 http://gbv.eblib.com/patron/FullRecord.aspx?p=752183. – ISBN 978–3–8348–9447–2

[126] Wörner, Julia: *Schadensidentifikation mit modalen Parametern - Untersuchung des Temperatureinflusses*. Karlsruhe : Karlsruher Institut für technologie - Institut für Massivbau und Baustofftechnologie Lehrstuhl Massivbau, 2020

[127] Xia, Yong ; Chen, Bo ; Weng, Shun ; Ni, Yi-Qing ; Xu, You-Lin: Temperature effect on vibration properties of civil structures: a literature review and case studies. In: *Journal of Civil Structural Health Monitoring* 2 (2012), Nr. 1, S. 29–46. http://dx.doi.org/10.1007/s13349-011-0015-7. – DOI 10.1007/s13349–011–0015–7. – ISSN 2190–5452

[128] Yan, Guirong ; Dyke, Shirley J.: Structural damage detection robust against time synchronization errors. In: *Smart Materials and Structures* 19 (2010), Nr. 6, S. 065001. http://dx.doi.org/10.1088/0964-1726/19/6/065001. – DOI 10.1088/0964–1726/19/6/065001. – ISSN 0964–1726

[129] Yi, Ting-Hua ; Li, Hong-Nan: Methodology Developments in Sensor Placement for Health Monitoring of Civil Infrastructures. In: *International Journal of Distributed*

Sensor Networks 8 (2012), Nr. 8, S. 612726. http://dx.doi.org/10.1155/2012/612726. – DOI 10.1155/2012/612726. – ISSN 1550–1477

[130] Zabel, Volkmar: *Operational modal analysis - Theory and aspects of application in civil engineering, Habilitation*. Bauhaus-Universität Weimar, 2019. http://dx.doi.org/10.25643/bauhaus-universitaet.4006. http://dx.doi.org/10.25643/bauhaus-universitaet.4006

[131] Zhu, X. Q. ; Law, S. S.: Structural Health Monitoring Based on Vehicle-Bridge Interaction: Accomplishments and Challenges. In: *Advances in Structural Engineering* 18 (2015), Nr. 12, S. 1999–2015. http://dx.doi.org/10.1260/1369-4332.18.12.1999. – DOI 10.1260/1369–4332.18.12.1999. – ISSN 1369–4332

[132] Ziegler, Armin: *Bauwerksdynamik und Erschütterungsmessungen*. Wiesbaden : Springer Vieweg, 2017. http://dx.doi.org/10.1007/978-3-658-16054-8. http://dx.doi.org/10.1007/978-3-658-16054-8. – ISBN 978–3–658–16054–8

[133] Zilch, Konrad ; Zehetmaier, Gerhard: *Bemessung im konstruktiven Betonbau: Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*. 2., neu bearb. und erw. Aufl. Berlin, Heidelberg : Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2010. http://dx.doi.org/10.1007/978-3-540-70638-0. http://dx.doi.org/10.1007/978-3-540-70638-0. – ISBN 978–3–540–70637–3

[134] Zinke, Tim: *Nachhaltigkeit von Infrastrukturbauwerken*. Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Fakultät für Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften and Karlsruher Institut für Technologie, Dissertation, 2016

Abbildungsverzeichnis

Tabellenverzeichnis

A Anhang

A.1 Grundlagen der Wärmeübertragung

Wärmeleitung [64, 102]

Die Wärmeleitung ist ein Mechanismus zum Transport von thermischer Energie. Diese kann durch Kontakt zwischen zwei Körpern oder innerhalb eines Körpers erfolgen. Die Wärmeübertragung verläuft von Bereichen höherer Temperatur zu niedrigeren und von Teilchen zu Teilchen, wobei die Teilchen selbst ihre Position nicht ändern. Die Wärmemenge, die über eine bestimmte Zeit t übertragen wird, kann mit Hilfe des Wärmestromes $\dot{Q}_{Wärmeleitung}$ unter Berücksichtigung des Fourierschen Gesetzes berechnet werden:

$$\dot{Q}_{Wärmeleitung} = \lambda \cdot A \cdot \frac{\Delta T}{d} \tag{A.1}$$

λ ist die Wärmeleitfähigkeit des Stoffes, ΔT der Temperaturunterschied, A die Querschnittsfläche und d die Dicke des Körpers.

Konvektion [64, 102]

Die Konvektion ist der Transport von Wärme in strömenden Gasen oder Flüssigkeiten. Die Wärmeübertragung entsteht durch Kontakt mit einem Medium. Brücken werden kontinuierlich von der Umgebungsluft umströmt, sodass es zu einer ständigen Wärmeaufnahme bzw. -abgabe infolge der Konvektion kommt. Es wird zwischen der freien und erzwungenen Konvektion unterschieden. Von freier Konvektion spricht man, wenn es zu einer Umströmung eines Mediums infolge des Dichteunterschiedes des strömenden Gases bzw. der Flüssigkeit kommt. Infolge der sinkenden Dichte der Luft mit zunehmender Temperatur steigt warme Luft auf. Es entsteht ein Luftstrom allein durch die Wärme- und Druckdifferenzen der Luftschichten. Erzwungene Konvektion liegt vor, wenn das strömende Gas oder die strömende Flüssigkeit durch äußere Einflüsse wie z.B. dem Wind beeinflusst werden. Bei der Konvektion kommt es zur Wärmeleitung vom Bauteil zur Grenzschicht direkt an der Oberfläche des Bauteils. In der Grenzschicht wird der Wärmeübergang durch die Konvektion überlagert. Der durch die Konvektion entstandene Wärmestrom $\dot{Q}_{Konvektion}$ kann, in Abhängigkeit der durchströmten Fläche A, des Wärmeübergangskoeffizients α_K, der Temperatur der Bauteiloberfläche T_O und der Temperatur des strömenden Gases (bzw. Flüssigkeit) T_S, berechnet werden:

$$\dot{Q}_{Konvektion} = \alpha_k \cdot A \cdot (T_O - T_S) \tag{A.2}$$

Im Falle von Brücken entspricht die Temperatur des strömenden Gases T_S der Lufttemperatur. Das Material des Mediums (Brücke) hat keinen Einfluss auf die Konvektion. Der Wärmeübergangskoeffizient α_K kann in einen Anteil für die freie Konvektion $\alpha_{K,frei}$ und einen Anteil der erzwungenen Konvektion $\alpha_{K,erzwungen}$ unterteilt werden. Die freie Konvektion $\alpha_{K,frei}$ ist abhängig von den Stoffeigenschaften des Fluids und des Strömungsverhältnisses (laminar oder turbulent). Zusätzlich ist dieser Wärmeübergangskoeffizient abhängig von der Oberfläche des Mediums, welche die Dicke der ausgebildeten Grenzschicht und das Strömungsverhältnis beeinflusst. Die Ausrichtung der Oberflächen beeinflusst ebenfalls die freie Konvektion $\alpha_{K,frei}$. Die nach oben ausgerichteten, horizontalen Flächen weisen den größten Wärmeübergangskoeffizienten auf, da diese ein ungehindertes Aufsteigen der erwärmten Luft ermöglichen. Der erzwungene Wärmeübergangskoeffizient $\alpha_{K,erzwungen}$ wird maßgeblich von der Windgeschwindigkeit beeinflusst. Hohe Windgeschwindigkeiten begünstigen die Wärmeübertragung mittels Konvektion. Die Tabelle A.1 gibt Anhaltswerte für Gesamtwärmeübergangskoeffizienten in Abhängigkeit der Orientierung der Oberfläche und der Windgeschwindigkeit an.

Tabelle A.1: Anhaltswerte für den Gesamtwärmeübergangskoeffizienten α_K nach [33]

Orientierung der Oberfläche	Gesamtwärmeübergangskoeffizient α_K in $\left[\frac{W}{m^2 \cdot K}\right]$			
	v=0 m/s	v=1 m/s	v=2 m/s	v=5 m/s
Decke nach oben	6,0	8,5	11,5	24,0
Decke nach unten	1,5	6,0	9,0	22,0
Freie Außenwand	4,5	7,5	10,5	23,0

Wärmestrahlung [64, 102]

Die dritte Art der Wärmeübertragung ist die Wärmestrahlung. Sie erfolgt durch elektromagnetische Wellen. Wärmestrahlung wird von jedem Körper mit einer Temperatur oberhalb des absoluten Nullpunkts emittiert. Gleichzeitig absorbiert dieser Körper Wärmestrahlung aus der Umgebung. Wenn die emittierte Strahlung die absorbierte Strahlung übersteigt, kommt es zu einer Erwärmung des Körpers, ansonsten zu einer Abkühlung. Die Intensität der Wärmestrahlung ist von der Temperatur und der Wellenlänge abhängig. Der schwarze Strahler ist ein idealisierter Strahler mit der maximalen Wärmeemission $\epsilon = 1$ und -absorption $\alpha = 1$ unabhängig von der Wellenlänge und Temperatur. Grundsätzlich gilt, dass das Emissionsvermögen eines Strahlers dem Absorptionsvermögen entspricht. Diese beiden Effekte treten in der Realität gleichzeitig auf. Die Strahlungsenergie eines schwarzen Strahlers kann über das Stefan-Bolzmann-Gesetz beschrieben werden:

$$E_{S,T} = \sigma_S \cdot T^4 = C_s \cdot \left(\frac{T}{100}\right)^4 \tag{A.3}$$

Die Stefan-Bolzmann-Konstante σ_S beträgt $5,67 \cdot 10^{-8} W/m^2K^2$ und die Temperatur des strahlenden Körpers wird über T berücksichtigt. Alternativ kann die Strahlungsenergie über die

Strahlungszahl C_S des schwarzen Körpers berechnet werden. C_S beträgt $5,67 W/m^2K^2$. Der Strahlungsaustausch zwischen zwei Körpern kann über die Erweiterung des Stefan-Bolzmann-Gesetzes berechnet werden:

$$E_{S,T} = \epsilon_1 \cdot \epsilon_2 \cdot C_S \cdot \phi_{1,2} \cdot \left[\left(\frac{T_1}{100} \right)^4 - \left(\frac{T_2}{100} \right)^4 \right] \tag{A.4}$$

ϵ_1 und ϵ_2 sind die Emissionskoeffizienten der beiden Körper und T_1 und T_2 die jeweiligen Körpertemperaturen. $\phi_{1,2}$ ist die Einstrahlzahl und berücksichtigt die geometrische Lage der Flächen zueinander. Bei parallelen Flächen beträgt $\phi_{1,2} = 1$ und bei geneigten Flächen ergibt sich $\phi_{1,2}$ unter Berücksichtigung des Winkels der Flächen zur Horizontalen γ_w zu:

$$\phi_{1,2} = 0,5 + 0,5 \cdot cos\left(\gamma_w\right) \tag{A.5}$$

Tabelle A.2 gibt eine Übersicht über die Emissionskoeffizienten von Baustoffen [33].

Tabelle A.2: Emissionskoeffizienten von Baustoffen nach [33]

Baustoff		langwellige Strahlung	kurzwellige Strahlung
		ϵ_L	ϵ_K
schwarzer Körper		1,00	1,00
Aluminium	roh	[0,07 0,09]	[0,30 0,35]
	poliert	0,29	[0,20 0,25]
Stahl	roh mit Walz- oder Gusshaut	[0,76 0,83]	
	frisch abgeschmirgelt	[0,25 0,46]	[0,37 0,60]
	angerostet	0,61	[0,65 0,80]
	ganz rot verrostet	[0,71 0,85]	[0,80 0,90]
	weiß angestrichen	[0,90 0,95]	[0,12 0,16]
	verzinkt	[0,23 0,28]	0,92
Beton	ungefärbt		0,65
	weiß gestrichen	[0,88 0,95]	0,35
	stark verschmutzt		[0,50 0,90]
Asphalt	normal	0,88	[0,88 0,95]
	mit hellem Kies durchsetzt	0,60	

A.2 Ablaufdiagramm der Stochastic Subspace Identification-Methoden

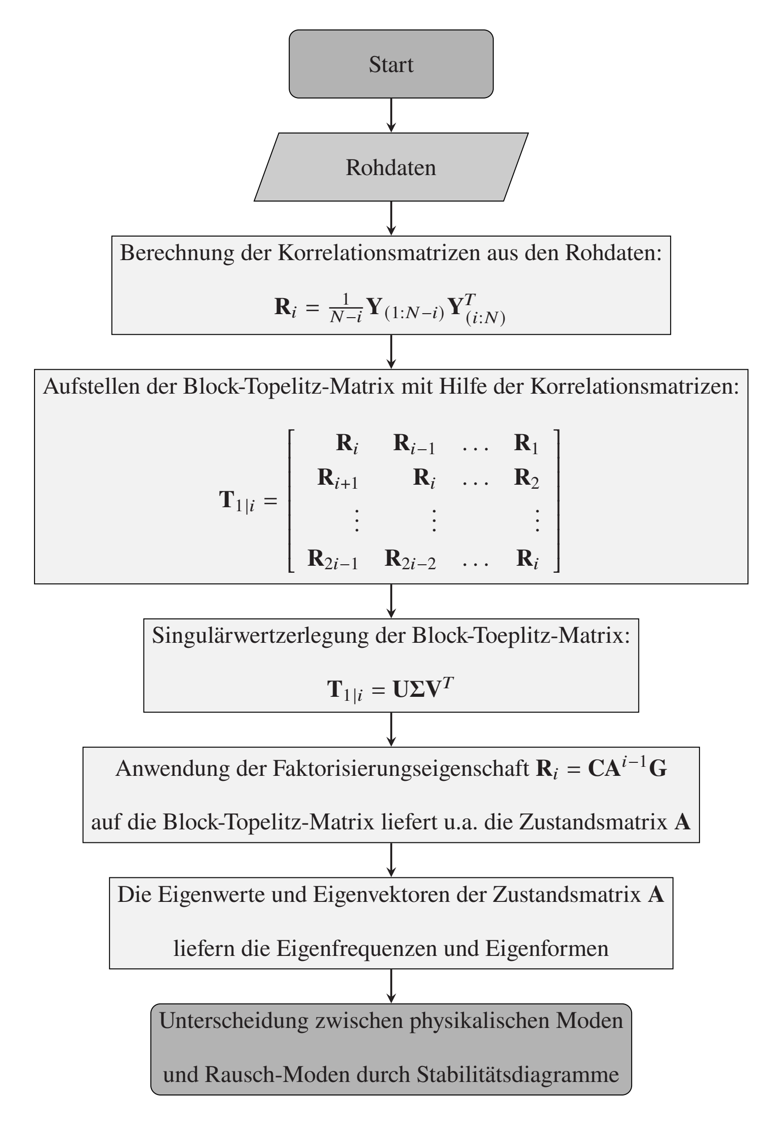


Abbildung A.1: Ablaufdiagramm CoV-SSI-Methode nach [98]

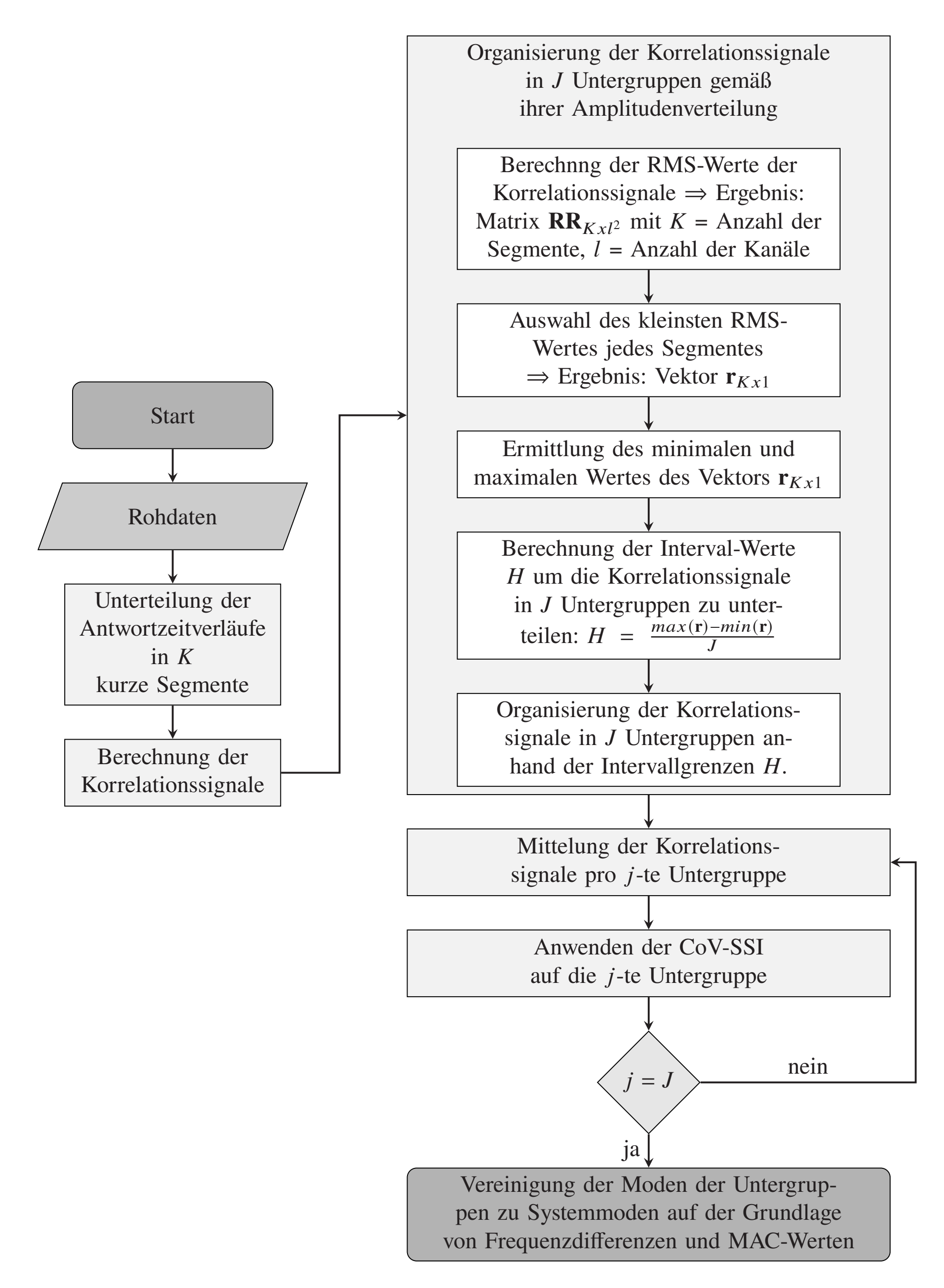


Abbildung A.2: Ablaufdiagramm CoS-SSI-Methode nach [68]

A.3 Ablaufdiagramme der Zusammenführungsstrategien

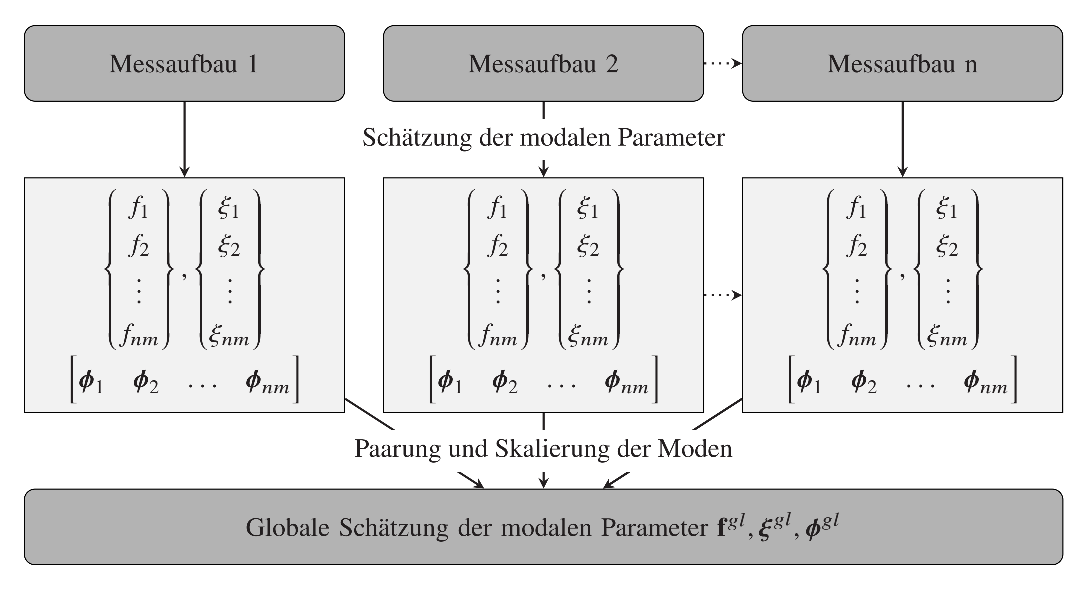


Abbildung A.3: Ablaufdiagramm der *Post Separate Estimation Re-Scaling*-Methode (PoSer-Methode) nach [130]

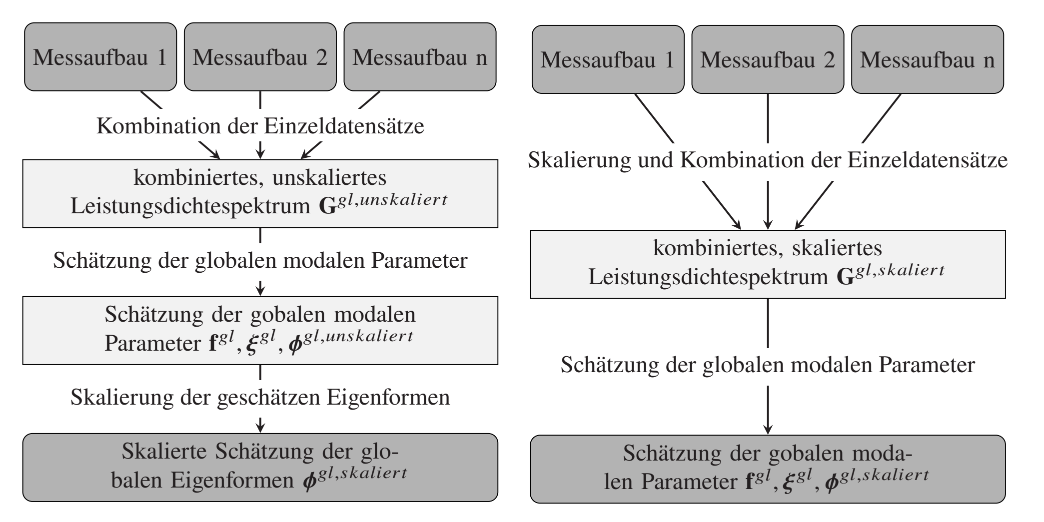


Abbildung A.4: Ablaufdiagramm der *Post Global Estimation Re-Scaling*-Methode (PoGER-Methode) nach [130] (links) und der *Pre Global Estimation Re-Scaling*-Methode (PreGER-Methode) nach [130] (rechts)

A.4 Einfluss des Schadensbildes auf die modalbasierte Schadensidentifikation

Tabelle A.3: Parameterstudie Schadensbild

	Szenario 1: konstante Schadensbreite						Szenario 2: zunehmende Schadensbreite					
	α	γ	β_1	β_2	n_1	n_2	α	γ	β_1	β_2	n_1	n_2
BE00	1,00	$0,5 \cdot L$	–	–	1,5	1,5	1,00	$0,5 \cdot L$	–	–	1,5	1,5
BE01	0,95	$0,5 \cdot L$	20	20	1,5	1,5	0,95	$0,5 \cdot L$	5	5	1,5	1,5
BE02	0,90	$0,5 \cdot L$	20	20	1,5	1,5	0,90	$0,5 \cdot L$	10	10	1,5	1,5
BE03	0,85	$0,5 \cdot L$	20	20	1,5	1,5	0,85	$0,5 \cdot L$	15	15	1,5	1,5
BE04	0,80	$0,5 \cdot L$	20	20	1,5	1,5	0,80	$0,5 \cdot L$	20	20	1,5	1,5
BE05	0,75	$0,5 \cdot L$	20	20	1,5	1,5	0,75	$0,5 \cdot L$	25	25	1,5	1,5
BE06	0,70	$0,5 \cdot L$	20	20	1,5	1,5	0,70	$0,5 \cdot L$	30	30	1,5	1,5
BE07	0,65	$0,5 \cdot L$	20	20	1,5	1,5	0,65	$0,5 \cdot L$	35	35	1,5	1,5
BE08	0,60	$0,5 \cdot L$	20	20	1,5	1,5	0,60	$0,5 \cdot L$	40	40	1,5	1,5
BE09	0,55	$0,5 \cdot L$	20	20	1,5	1,5	0,55	$0,5 \cdot L$	45	45	1,5	1,5
BE10	0,50	$0,5 \cdot L$	20	20	1,5	1,5	0,50	$0,5 \cdot L$	50	50	1,5	1,5

Tabelle A.4: Entwicklung der Eigenfrequenzen bei konstanter Breite des geschädigten Bereiches (num. Mod.)

	Szenario 1: konstante Schadensbreite					
	f_1 [Hz]	Δf_1 [%]	f_2 [Hz]	Δf_2 [%]	f_3 [Hz]	Δf_3 [%]
BE00	11,950	0,00%	47,799	0,00%	107,547	0,00%
BE01	11,838	−0,94%	47,736	−0,13%	106,788	−0,71%
BE02	11,719	−1,93%	47,669	−0,27%	106,000	−1,44%
BE03	11,593	−2,99%	47,597	−0,42%	105,180	−2,20%
BE04	11,458	−4,12%	47,521	−0,58%	104,327	−2,99%
BE05	11,314	−5,32%	47,439	−0,75%	103,436	−3,82%
BE06	11,159	−6,62%	47,351	−0,94%	102,505	−4,69%
BE07	10,992	−8,02%	47,255	−1,14%	101,528	−5,60%
BE08	10,810	−9,54%	47,151	−1,36%	100,501	−6,55%
BE09	10,612	−11,19%	47,036	−1,60%	99,418	−7,56%
BE10	10,395	−13,01%	46,910	−1,86%	98,271	−8,63%

Tabelle A.5: Entwicklung der Eigenfrequenzen bei zunehmender Breite des geschädigten Bereiches (num. Mod.)

	Szenario 2: zunehmende Schadensbreite					
	f_1 [Hz]	Δf_1 [%]	f_2 [Hz]	Δf_2 [%]	f_3 [Hz]	Δf_3 [%]
BE00	11,950	0,00%	47,799	0,00%	107,547	0,00%
BE01	11,920	−0,25%	47,798	−0,003%	107,290	−0,24%
BE02	11,830	−1,00%	47,781	−0,04%	106,558	−0,92%
BE03	11,675	−2,30%	47,709	−0,19%	105,505	−1,90%
BE04	11,458	−4,12%	47,521	−0,58%	104,327	−2,99%
BE05	11,183	−6,41%	47,142	−1,37%	103,146	−4,09%
BE06	10,858	−9,13%	46,502	−2,71%	101,943	−5,21%
BE07	10,490	−12,22%	45,551	−4,70%	100,555	−6,50%
BE08	10,086	−15,59%	44,278	−7,37%	98,739	−8,19%
BE09	9,654	−19,21%	42,708	−10,65%	96,276	−10,48%
BE10	9,197	−23,04%	40,890	−14,45%	93,066	−13,46%

Tabelle A.6: Entwicklung der Eigenfrequenzen bei konstanter Breite des geschädigten Bereiches (FDD-Methode a(t))

	Szenario 1: konstante Schadensbreite					
	f_1 [Hz]	Δf_1 [%]	f_2 [Hz]	Δf_2 [%]	f_3 [Hz]	Δf_3 [%]
BE00	11,711	0,00%	47,333	0,00%	104,099	0,00%
BE01	11,711	0,00%	47,333	0,00%	103,448	−0,62%
BE02	11,711	0,00%	47,333	0,00%	102,960	−1,09%
BE03	11,711	0,00%	47,333	0,00%	101,984	−2,03%
BE04	11,223	−4,17%	47,333	0,00%	101,171	−2,81%
BE05	11,223	−4,17%	47,333	0,00%	100,521	−3,44%
BE06	11,223	−4,17%	46,845	−1,03%	99,545	−4,37%
BE07	11,223	−4,17%	46,845	−1,03%	98,731	−5,16%
BE08	10,735	−8,33%	46,845	−1,03%	97,755	−6,09%
BE09	10,735	−8,33%	46,845	−1,03%	96,779	−7,03%
BE10	10,247	−12,50%	46,519	−1,72%	95,641	−8,12%

Tabelle A.7: Entwicklung der Eigenfrequenzen bei zunehmender Breite des geschädigten Bereiches (FDD-Methode a(t))

	Szenario 2: zunehmende Schadensbreite					
	f_1 [Hz]	Δf_1 [%]	f_2 [Hz]	Δf_2 [%]	f_3 [Hz]	Δf_3 [%]
BE00	$11,711$	$0,00\%$	$47,333$	$0,00\%$	$104,099$	$0,00\%$
BE01	$11,711$	$0,00\%$	$47,333$	$0,00\%$	$103,936$	$-0,16\%$
BE02	$11,711$	$0,00\%$	$47,333$	$0,00\%$	$103,448$	$-0,62\%$
BE03	$11,711$	$0,00\%$	$47,333$	$0,00\%$	$102,472$	$-1,56\%$
BE04	$11,223$	$-4,17\%$	$47,333$	$0,00\%$	$101,171$	$-2,81\%$
BE05	$11,223$	$-4,17\%$	$46,845$	$-1,03\%$	$100,195$	$-3,75\%$
BE06	$10,735$	$-8,33\%$	$46,357$	$-2,06\%$	$99,057$	$-4,84\%$
BE07	$10,735$	$-8,33\%$	$46,381$	$-2,01\%$	$97,755$	$-6,09\%$
BE08	$10,247$	$-12,50\%$	$43,917$	$-7,22\%$	$96,129$	$-7,66\%$
BE09	$9,759$	$-16,66\%$	$42,453$	$-10,31\%$	$93,852$	$-9,84\%$
BE10	$9,271$	$-20,83\%$	$40,501$	$-14,43\%$	$90,924$	$-12,66\%$

A.5 Sensorpositionierung in Abhängigkeit des statischen Systems

Tabelle A.8: Empfohlene Sensorpositionierung für: gelenkig - gelenkig

	gelenkig - gelenkig	
1	$0,00 \cdot L$	linkes Auflager
2	$0,17 \cdot L$	lokale Extremstelle der 3. Eigenform
3	$0,21 \cdot L$	lokale Extremstelle der Superposition der Eigenformen
4	$0,25 \cdot L$	lokale Extremstelle der 2. Eigenform
5	$0,44 \cdot L$	lokale Extremstelle der Superposition der Eigenformen
6	$0,50 \cdot L$	lokale Extremstelle der 1. und 3. Eigenform
7	$0,56 \cdot L$	lokale Extremstelle der Superposition der Eigenformen
8	$0,75 \cdot L$	lokale Extremstelle der 2. Eigenform
9	$0,79 \cdot L$	lokale Extremstelle der Superposition der Eigenformen
10	$0,83 \cdot L$	lokale Extremstelle der 3. Eigenform
11	$1,00 \cdot L$	rechtes Auflager

Tabelle A.9: Empfohlene Sensorpositionierung für: gelenkig - eingespannt

	gelenkig - eingespannt	
1	$0,00 \cdot L$	linkes Auflager
2	$0,07 \cdot L$	Zusatzsensor für Schadenslokalisierung
3	$0,16 \cdot L$	lokale Extremstelle der 3. Eigenform
4	$0,20 \cdot L$	lokale Extremstelle der Superposition der Eigenformen
5	$0,23 \cdot L$	lokale Extremstelle der 2. Eigenform
6	$0,31 \cdot L$	Zusatzsensor für Schadenslokalisierung
7	$0,40 \cdot L$	lokale Extremstelle der Superposition der Eigenformen
8	$0,42 \cdot L$	lokale Extremstelle der 1. Eigenform
9	$0,46 \cdot L$	lokale Extremstelle der 3. Eigenform
10	$0,51 \cdot L$	lokale Extremstelle der Superposition der Eigenformen
11	$0,67 \cdot L$	lokale Extremstelle der 2. Eigenform
12	$0,72 \cdot L$	lokale Extremstelle der Superposition der Eigenformen
13	$0,77 \cdot L$	lokale Extremstelle der 3. Eigenform
14	$1,00 \cdot L$	rechtes Auflager

Tabelle A.10: Empfohlene Sensorpositionierung für: eingespannt - eingespannt

	eingespannt - eingespannt	
1	$0,00 \cdot L$	linkes Auflager
2	$0,10 \cdot L$	Zusatzsensor für Schadenslokalisierung
3	$0,21 \cdot L$	lokale Extremstelle der 3. Eigenform
4	$0,26 \cdot L$	lokale Extremstelle der Superposition der Eigenformen
5	$0,29 \cdot L$	lokale Extremstelle der 2. Eigenform
6	$0,36 \cdot L$	Zusatzsensor für Schadenslokalisierung
7	$0,44 \cdot L$	lokale Extremstelle der Superposition der Eigenformen
8	$0,50 \cdot L$	lokale Extremstelle der 1. und 3. Eigenform
9	$0,56 \cdot L$	lokale Extremstelle der Superposition der Eigenformen
10	$0,65 \cdot L$	Zusatzsensor für Schadenslokalisierung
11	$0,71 \cdot L$	lokale Extremstelle der 2. Eigenform
12	$0,74 \cdot L$	lokale Extremstelle der Superposition der Eigenformen
13	$0,79 \cdot L$	lokale Extremstelle der 3. Eigenform
14	$0,90 \cdot L$	Zusatzsensor für Schadenslokalisierung
15	$1,00 \cdot L$	rechtes Auflager

Tabelle A.11: Empfohlene Sensorpositionierung für: federgelagert - federgelagert

	federgelagert - federgelagert	
1	$0,00 \cdot L$	linkes Auflager
2	$0,12 \cdot L$	Zusatzsensor für Schadenslokalisierung
3	$0,24 \cdot L$	lokale Extremstelle der 2. Eigenform
4	$0,40 \cdot L$	lokale Extremstelle der Superposition der Eigenformen
5	$0,50 \cdot L$	lokale Extremstelle der 1. und 3. Eigenform
6	$0,60 \cdot L$	lokale Extremstelle der Superposition der Eigenformen
7	$0,76 \cdot L$	lokale Extremstelle der 2. Eigenform
8	$0,88 \cdot L$	Zusatzsensor für Schadenslokalisierung
9	$1,00 \cdot L$	rechtes Auflager

Tabelle A.12: Empfohlene Sensorpositionierung für: linkes Randfeld eines Durchlaufträgers

	linkes Randfeld eines Durchlaufträgers	
1	$0,00 \cdot L$	linkes Auflager
2	$0,40 \cdot L$	lokale Extremstelle der Krümmung der 3. Eigenform
3	$0,46 \cdot L$	lokale Extremstelle der Superposition der Eigenformen
4	$0,64 \cdot L$	lokale Extremstelle der Krümmung der 1. Eigenform
5	1 bis 3m neben dem Auflager	Zusatzsensor für Schadenslokalisierung im Stützbereich
6	$1,00 \cdot L$	rechtes Auflager

Tabelle A.13: Empfohlene Sensorpositionierung für: rechtes Randfeld eines Durchlaufträgers

	rechtes Randfeld eines Durchlaufträgers	
1	$0,00 \cdot L$	linkes Auflager
2	1 bis 3m neben dem Auflager	Zusatzsensor für Schadenslokalisierung im Stützbereich
3	$0,64 \cdot L$	lokale Extremstelle der Krümmung der 1. Eigenform
4	$0,46 \cdot L$	lokale Extremstelle der Superposition der Eigenformen
5	$0,40 \cdot L$	lokale Extremstelle der Krümmung der 3. Eigenform
6	$1,00 \cdot L$	rechtes Auflager

Tabelle A.14: Empfohlene Sensorpositionierung für: Mittelfeld eines Durchlaufträgers

	Mittelfeld eines Durchlaufträgers	
1	$0,00 \cdot L$	linkes Auflager
2	1 bis 3m neben dem Auflager	Zusatzsensor für Schadenslokalisierung im Stützbereich
3	$0,23 \cdot L$	lokale Extremstelle der 2. Eigenform
4	$0,44 \cdot L$	lokale Extremstelle der Superposition der Eigenformen
5	$0,50 \cdot L$	lokale Extremstelle der 1. und 3. Eigenform
6	$0,56 \cdot L$	lokale Extremstelle der Superposition der Eigenformen
7	$0,77 \cdot L$	lokale Extremstelle der 2. Eigenform
8	1 bis 3m neben dem Auflager	Zusatzsensor für Schadenslokalisierung im Stützbereich
9	$1,00 \cdot L$	rechtes Auflager

A.6 Einfluss des Fußgängerverkehrs auf die modalbasierte Schadensidentifikation

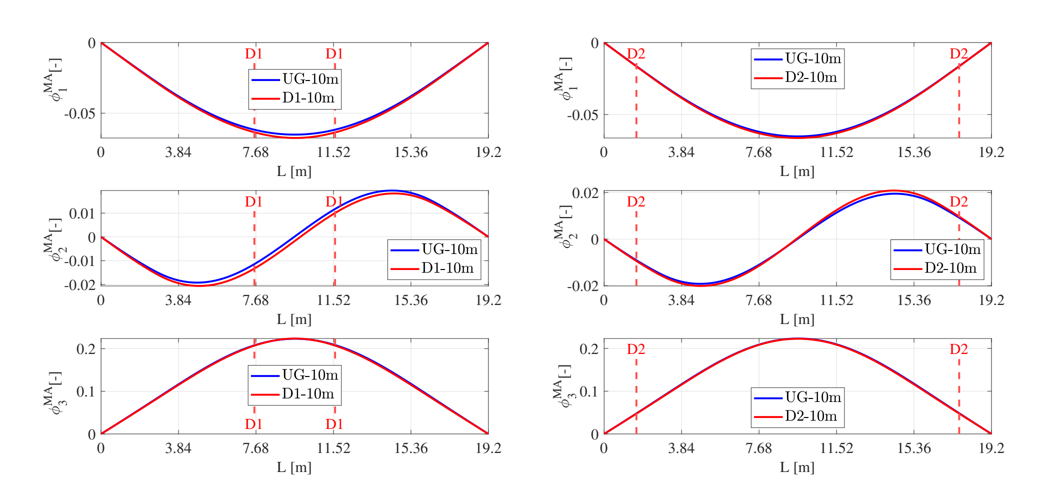


Abbildung A.5: Vergleich der nulllinienangepassten Eigenformen (*F60s20-10m*): *UG* ↔ *D1* (links) und *UG* ↔ *D2* (rechts)

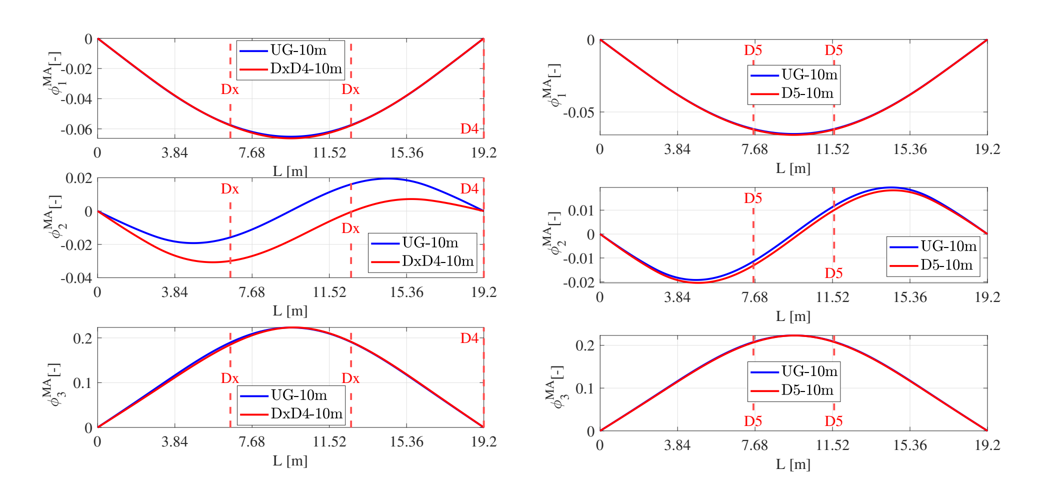


Abbildung A.6: Vergleich der nulllinienangepassten Eigenformen (*F60s20-10m*): *UG* ↔ *DxD4* (links) und *UG* ↔ *D5* (rechts)

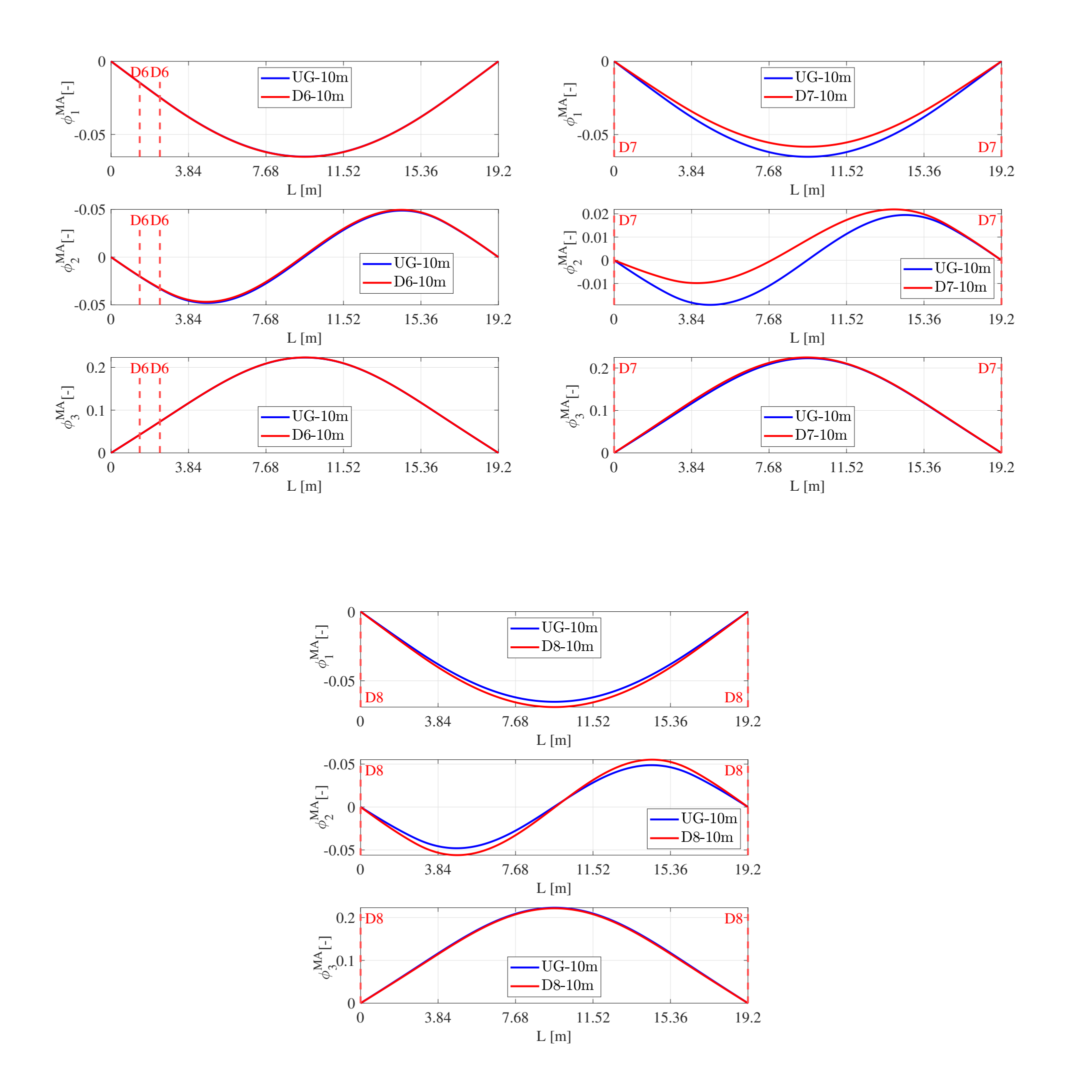


Abbildung A.7: Vergleich der nulllinienangepassten Eigenformen (*F60s20-10m*): *UG* ↔ *D6* (links oben), *UG* ↔ *D7* (rechts oben) und *UG* ↔ *D8* (unten)

A.7 Einfluss des Fahrzeugverkehrs auf die Streuung der modalen Parameter

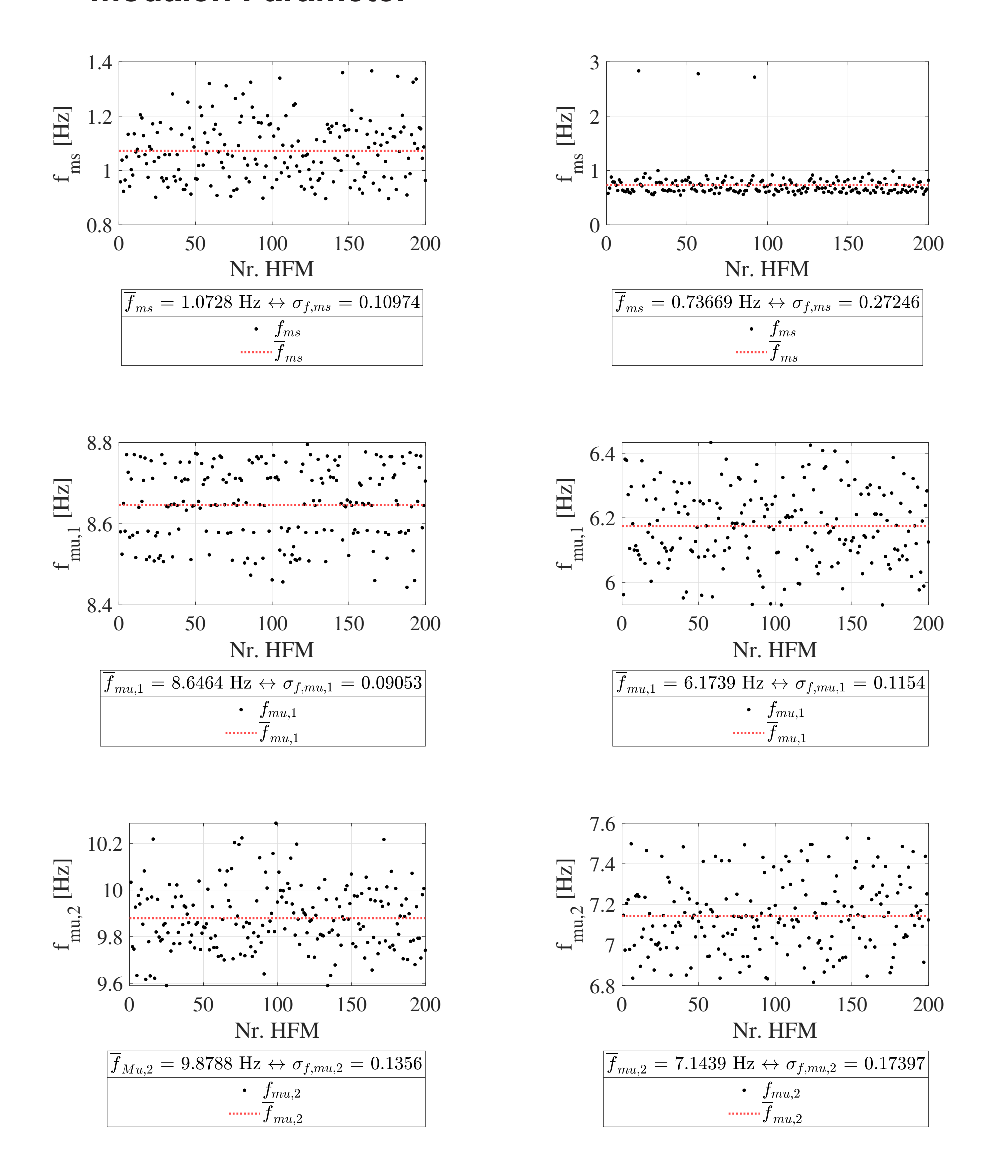


Abbildung A.8: Eigenfrequenzen der einzelnen Punktmassen der HFM-Systeme: *HFM-1* m_s (links oben), *HFM-2* m_s (rechts oben), *HFM-1* $m_{u,1}$ (links mitte), *HFM-2* $m_{u,1}$ (rechts mitte), *HFM-1* $m_{u,2}$ (links unten) und *HFM-2* $m_{u,2}$ (rechts unten)

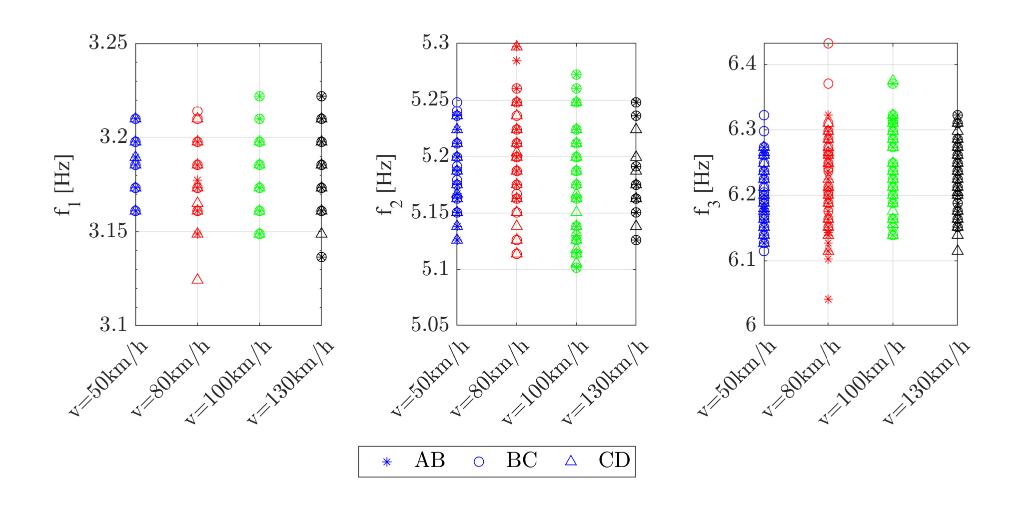


Abbildung A.9: Streuungen der geschätzten Eigenfrequenzen des Balkens unter Berücksichtigung des Fahrzeugverkehrs (*HFM-2*)

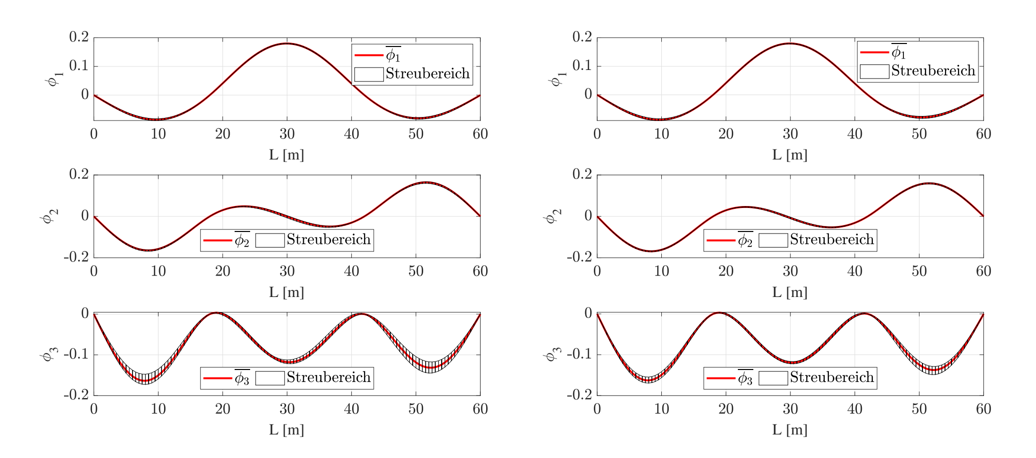


Abbildung A.10: Streuung der geschätzten Eigenformamplituden des Balkens unter Berücksichtigung des Fahrzeugverkehrs mit $\overline{v}$ = 50 km/h (Straßenrauigkeitskategorie *AB*): *HFM-1* (links) und HFM-2 (rechts)

A.8 Bauteilversuche

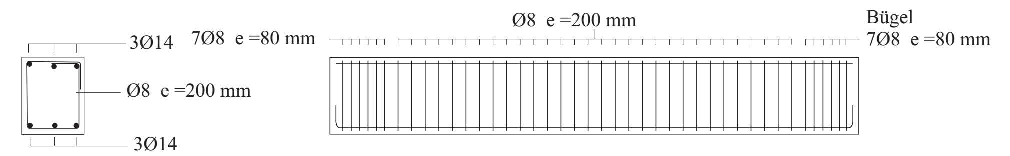


Abbildung A.11: Bewehrungsführung der vier Versuchsbalken

A.8.1 Ergebnisse der Materialprüfungen

Tabelle A.15: Ergebnisse der Materialprüfungen des Betons

Prüftag nach Betonage	Würfeldruck-festigkeit [N/mm²]	Zylinderdruck-festigkeit [N/mm²]	Spaltzug-festigkeit [N/mm²]	E-Modul [N/mm²]
14	51,69	–	–	–
	51,60	–	–	–
	53,07	–	–	–
28	58,18	–	–	–
	57,87	–	–	–
	57,29	–	–	–
70	58,53	–	2,35	30724,63
	56,53	–	–	32127,16
	57,60	–	–	31942,17
83	57,33	–	2,35	31026,28
	59,33	–	–	31505,96
	59,47	–	–	29753,78
112	57,64	49,80	1,80	32288,71
	58,80	52,74	–	30034,82
	59,47	–	–	30922,50
128	58,27	51,95	1,96	32465,45
	61,07	52,68	–	32586,76
	55,82	–	–	33653,30

A.8.2 Übersicht Belastungsstufen der Versuchsbalken

Tabelle A.16: *B01-u* und *B01-v*: max. Durchbiegung (IWA 1), max. Zylinderkraft F, max. Rissbreite und Belastungsgeschwindigkeit pro Belastungsstufe

Belastungsstufe	max. Weg (IWA 1) [mm]	max. F [kN]	max. w [mm]	Belastungsgeschwindigkeit v [mm/s]
BE00	–	–	–	–
BE01	1, 0	3, 6	< 0, 10	0, 01
BE02	2, 0	5, 3	< 0, 10	0, 01
BE03	4, 0	8, 3	< 0, 10	0, 05
BE04	6, 0	10, 3	0, 10	0, 05
BE05	8, 0	12, 3	0, 15	0, 05
BE06	10, 0	13, 9	0, 15	0, 05
BE07	12, 0	15, 7	0, 20	0, 05
BE08	14, 0	17, 3	0, 20	0, 05
BE09	16, 0	19, 2	0, 20	0, 10
BE10	18, 0	20, 8	0, 20	0, 10
BE11	20, 0	22, 7	0, 21	0, 10
BE12	24, 9	27, 5	0, 25	0, 10
BE01v	10, 0	14, 9	0, 10	0, 17
BE02v	20, 0	29, 4	0, 15	0, 17
BE03v	30, 4	42, 6	0, 20	0, 17
BE04v	Bruch	89, 8	–	0, 17

Tabelle A.17: *B02-u* und *B02-v*: max. Durchbiegung (IWA 2), max. Zylinderkraft F, max. Rissbreite und Belastungsgeschwindigkeit pro Belastungsstufe

Belastungsstufe	max. Weg (IWA 2) [mm]	max. F [kN]	max. w [mm]	Belastungs-geschwindigkeit v [mm/s]
BE00	–	–	–	–
BE01	2, 0	2, 9	< 0, 10	0, 01
BE02	4, 0	4, 9	< 0, 10	0, 05
BE03	6, 0	6, 2	0, 10	0, 05
BE04	8, 0	7, 4	0, 10	0, 05
BE05	10, 0	8, 5	0, 10	0, 05
BE06	12, 5	9, 9	0, 15	0, 05
BE07	15, 0	11, 3	0, 20	0, 10
BE08	17, 5	12, 4	0, 20	0, 10
BE09	20, 0	13, 7	0, 20	0, 10
BE10	25, 0	16, 1	0, 25	0, 10
BE11	30, 0	18, 9	0, 25	0, 10
BE01v	10, 0	11, 3	< 0, 10	0, 17
BE02v	20, 0	22, 2	0, 15	0, 17
BE03v	30, 0	31, 2	0, 22	0, 17
BE04v	40, 0	38, 9	0, 25	0, 17
BE05v	Bruch	64, 6	–	0, 17

Tabelle A.18: *B03-u* und *B03-v*: max. Durchbiegung (IWA 2), max. Zylinderkraft F, max. Rissbreite und Belastungsgeschwindigkeit pro Belastungsstufe

Belastungsstufe	max. Weg (IWA 2) [mm]	max. F [kN]	max. w [mm]	Belastungsgeschwindigkeit v [mm/s]
BE00	–	–	–	–
BE01	2,0	2,9	< 0,10	0,01
BE02	4,0	4,7	< 0,10	0,05
BE03	6,0	6,1	< 0,10	0,05
BE04	8,0	7,2	< 0,10	0,05
BE05	10,0	8,3	< 0,10	0,05
BE06	12,5	9,7	0,10	0,05
BE07	15,0	11,0	0,12	0,10
BE08	17,5	12,3	0,14	0,10
BE09	20,0	13,5	0,16	0,10
BE10	25,0	16,3	0,20	0,10
BE11	30,0	18,9	0,24	0,10
BE01v	10,0	10,9	< 0,10	0,17
BE02v	20,0	20,9	0,13	0,17
BE03v	30,0	30,4	0,20	0,17
BE04v	40,0	38,3	0,27	0,17
BE05v	Bruch	75,9	–	0,17

Tabelle A.19: *B04-u*: max. Durchbiegung (IWA 2), max. Zylinderkraft F, max. Rissbreite und Belastungsgeschwindigkeit pro Belastungsstufe

Belastungsstufe	max. Weg (IWA 2) [mm]	max. F [kN]	max. w [mm]	Belastungs-geschwindigkeit v [mm/s]
BE00	–	–	–	–
BE01	2, 0	3, 0	< 0, 10	0, 01
BE02	4, 0	4, 4	< 0, 10	0, 05
BE03	6, 0	5, 3	< 0, 10	0, 05
BE04	8, 0	6, 6	< 0, 10	0, 05
BE05	10, 0	8, 0	0, 12	0, 05
BE06	12, 5	9, 7	0, 14	0, 10
BE07	15, 0	11, 2	0, 16	0, 10
BE08	17, 5	12, 3	0, 18	0, 10
BE09	20, 0	13, 7	0, 20	0, 10
BE10	25, 0	16, 8	0, 23	0, 15
BE11	30, 0	19, 5	0, 26	0, 20
BE12	35, 0	22, 0	0, 28	0, 20
BE13	40, 0	25, 0	0, 31	0, 20
BE14	45, 0	27, 7	0, 33	0, 25
BE15	58, 4	33, 2	0, 63	0, 25
BE16	91, 8	36, 2	1, 26	0, 25

A.8.3 Rissbilder der Versuchsbalken

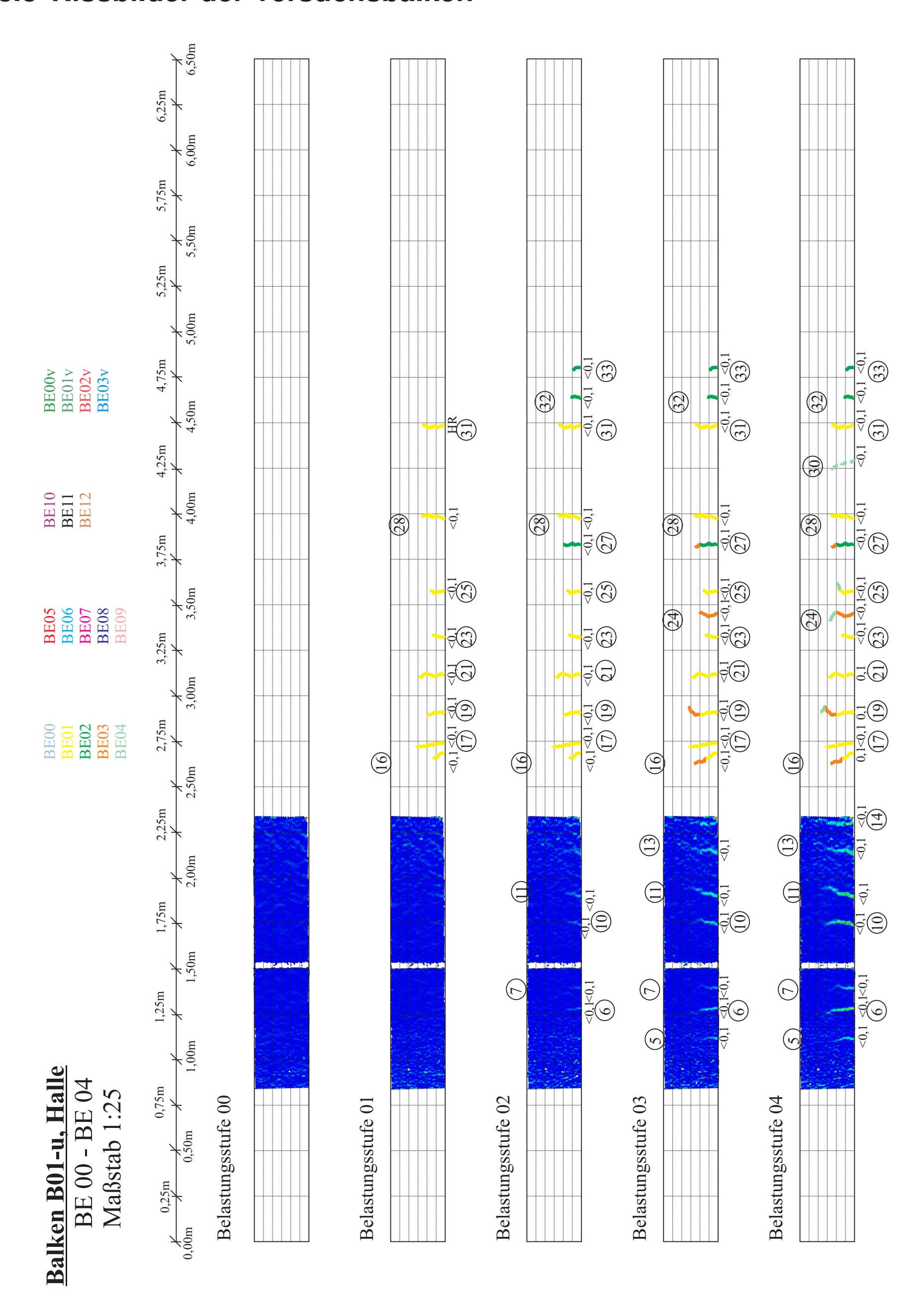


Abbildung A.12: *B01-u:* Entwicklung des Rissbildes und der Rissbreiten für *BE00* bis *BE04*

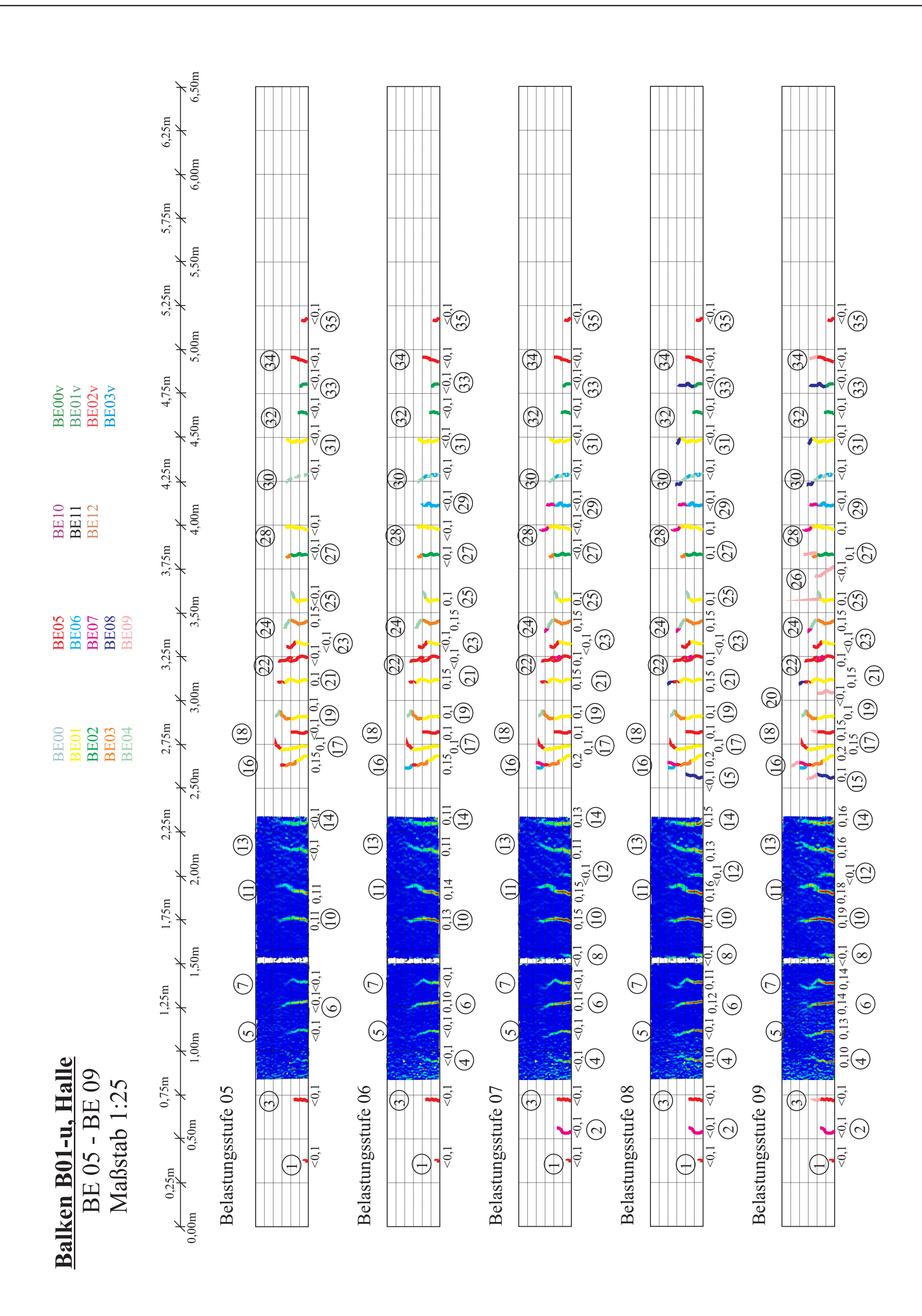


Abbildung A.13: *B01-u:* Entwicklung des Rissbildes und der Rissbreiten für *BE05* bis *BE09*

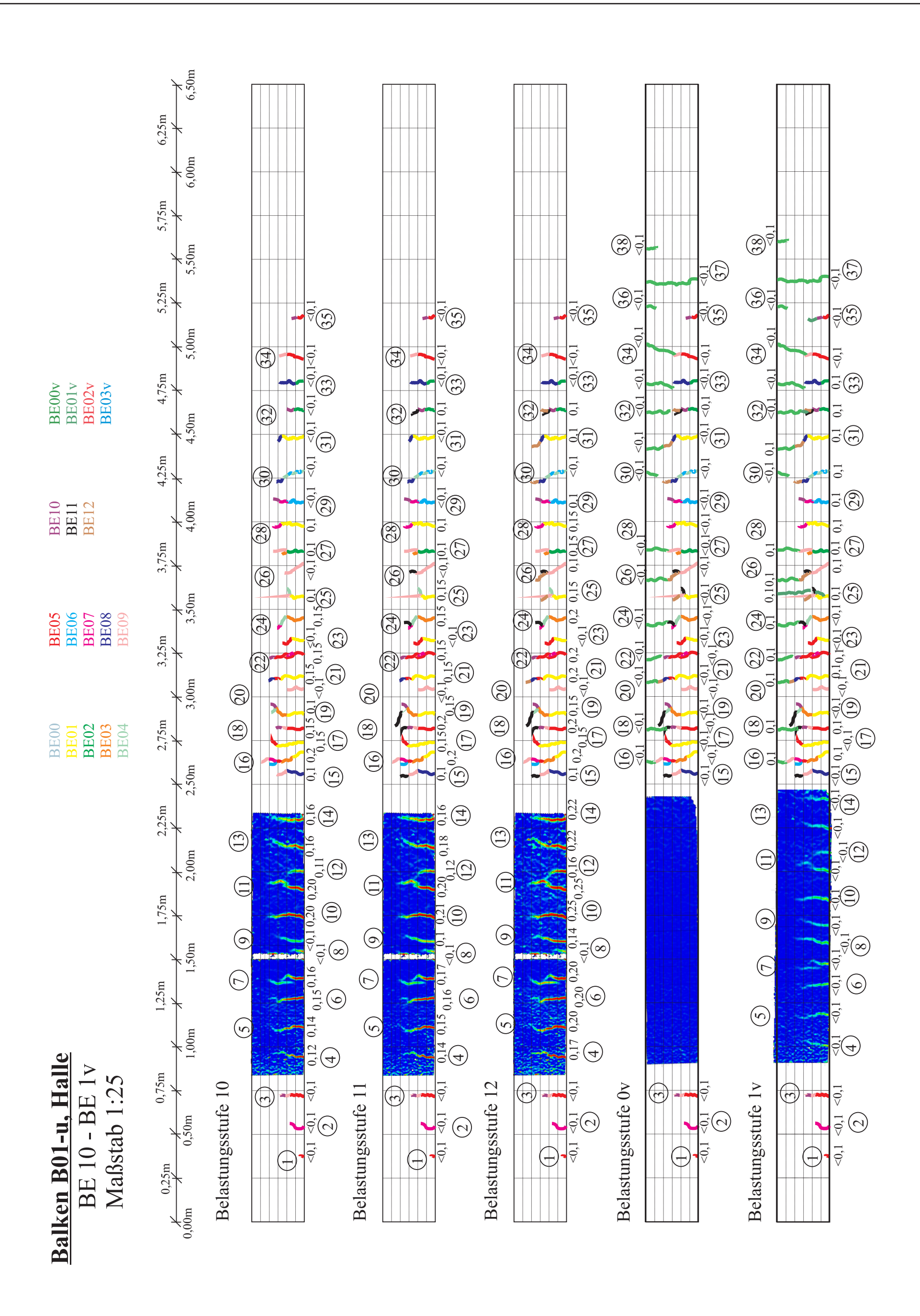


Abbildung A.14: *B01-u* und *B01-v*: Entwicklung des Rissbildes und der Rissbreiten für *BE10* bis *BE01v*

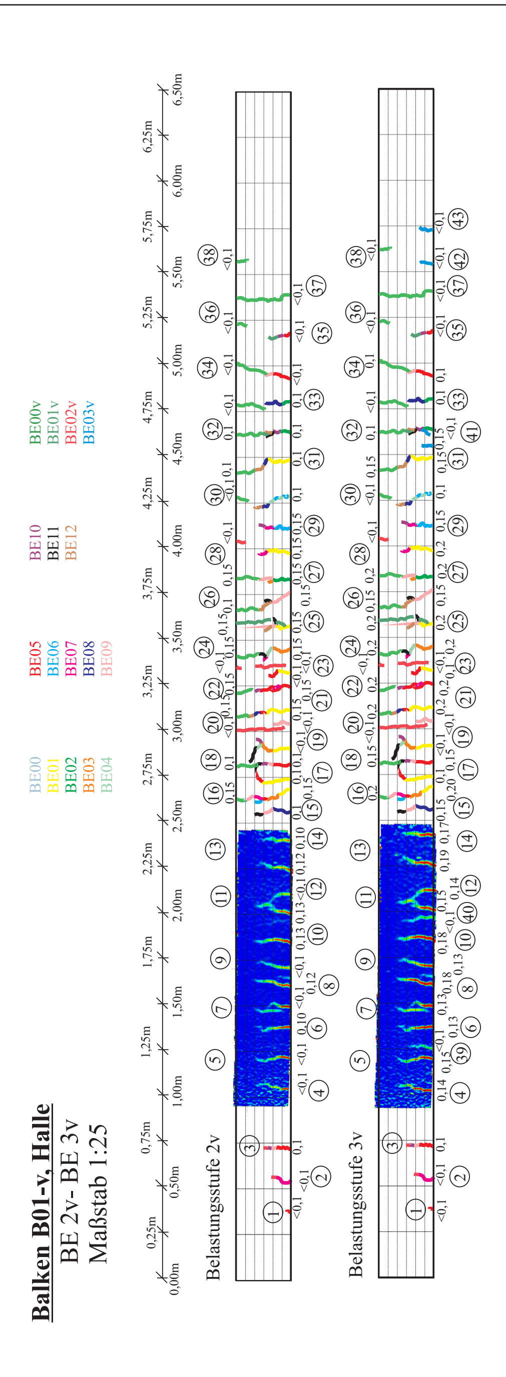


Abbildung A.15: *B01-v:* Entwicklung des Rissbildes und der Rissbreiten für *BE02v* bis *BE03v*

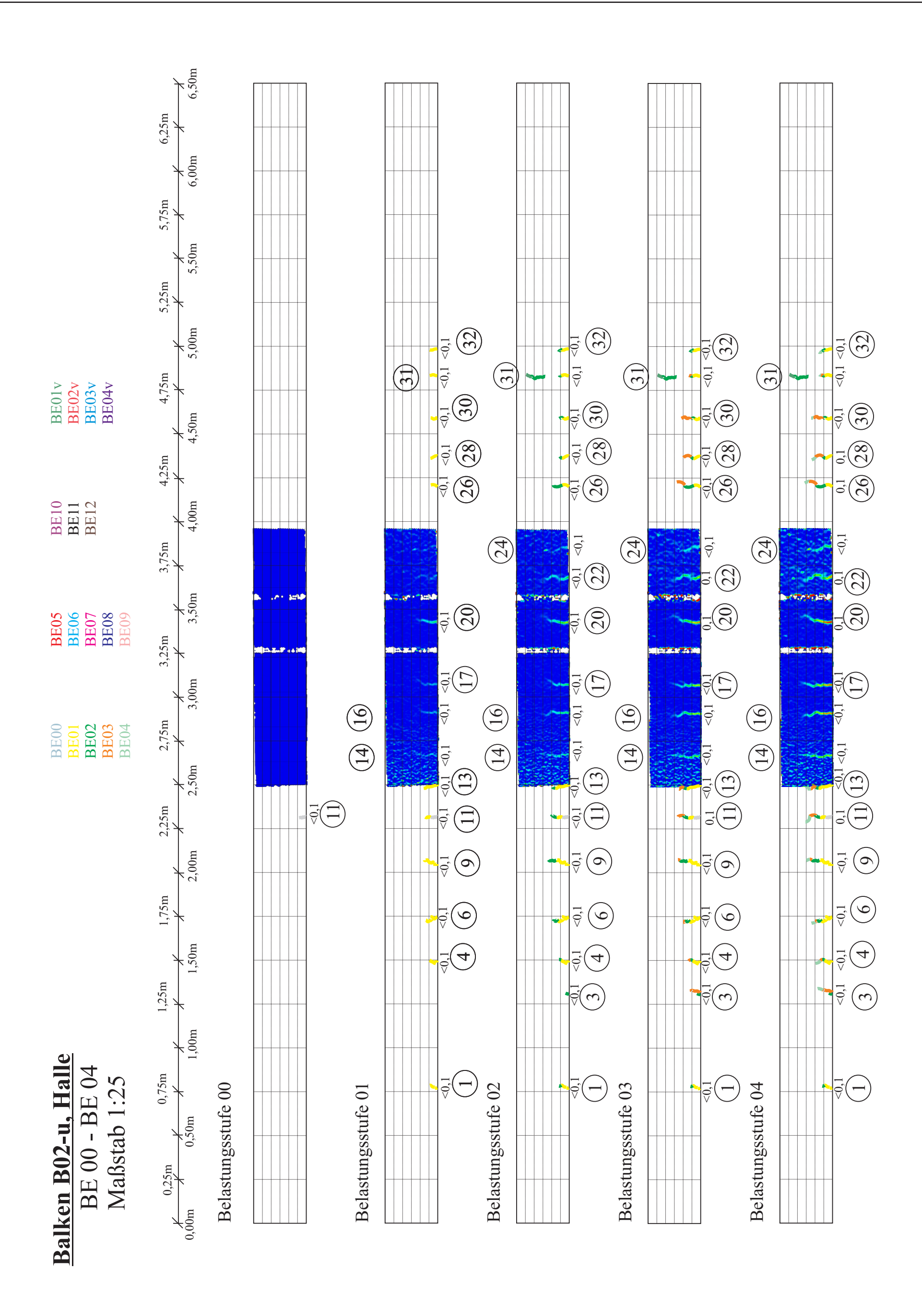


Abbildung A.16: *B02-u:* Entwicklung des Rissbildes und der Rissbreiten für *BE00* bis *BE04*

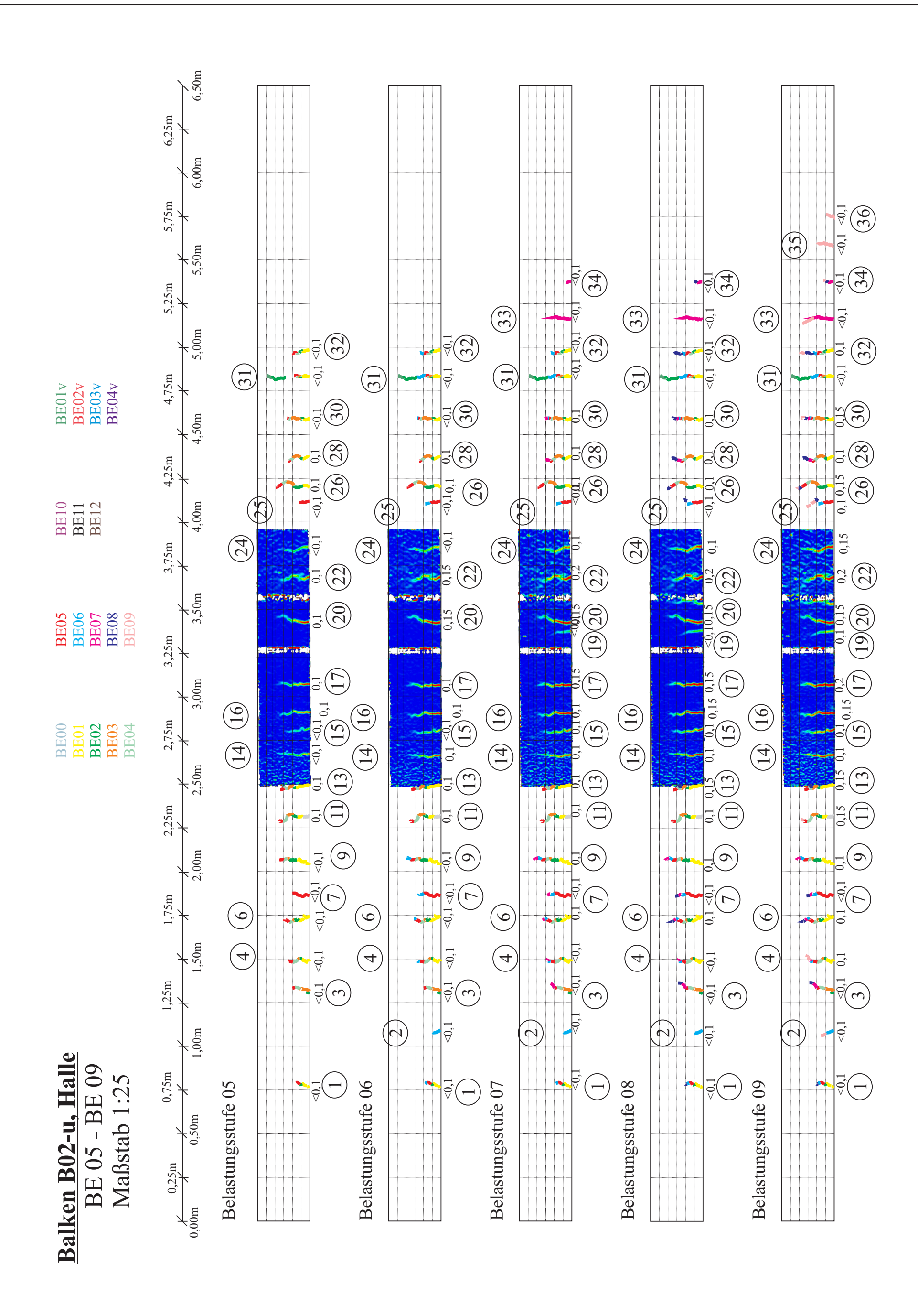


Abbildung A.17: *B02-u:* Entwicklung des Rissbildes und der Rissbreiten für *BE05* bis *BE09*

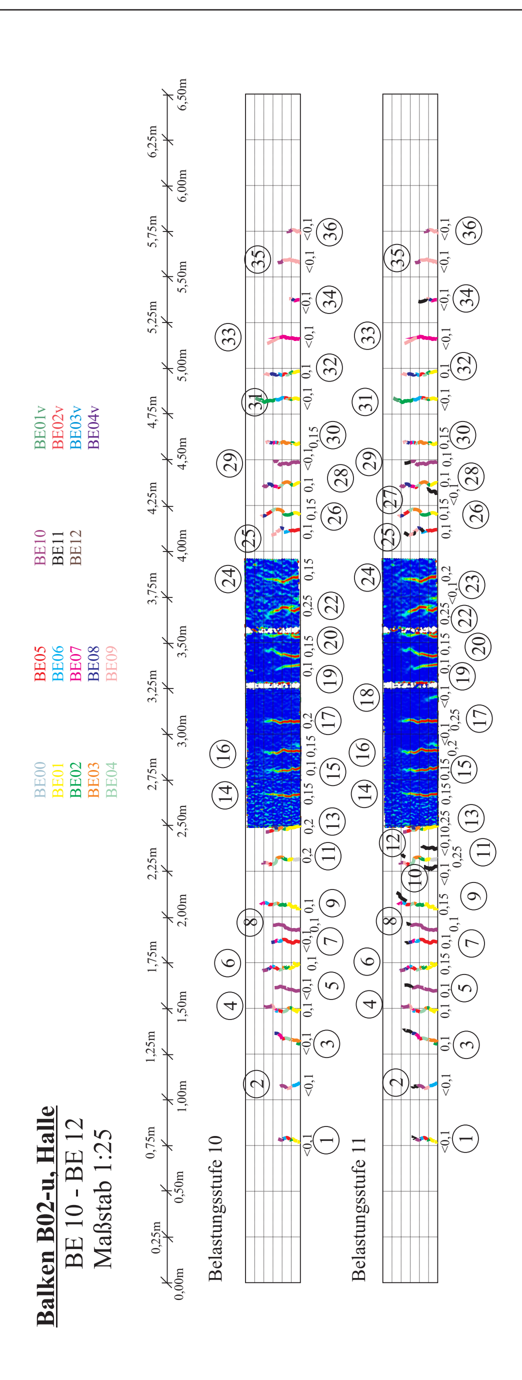


Abbildung A.18: *B02-u:* Entwicklung des Rissbildes und der Rissbreiten für *BE10* bis *BE12*

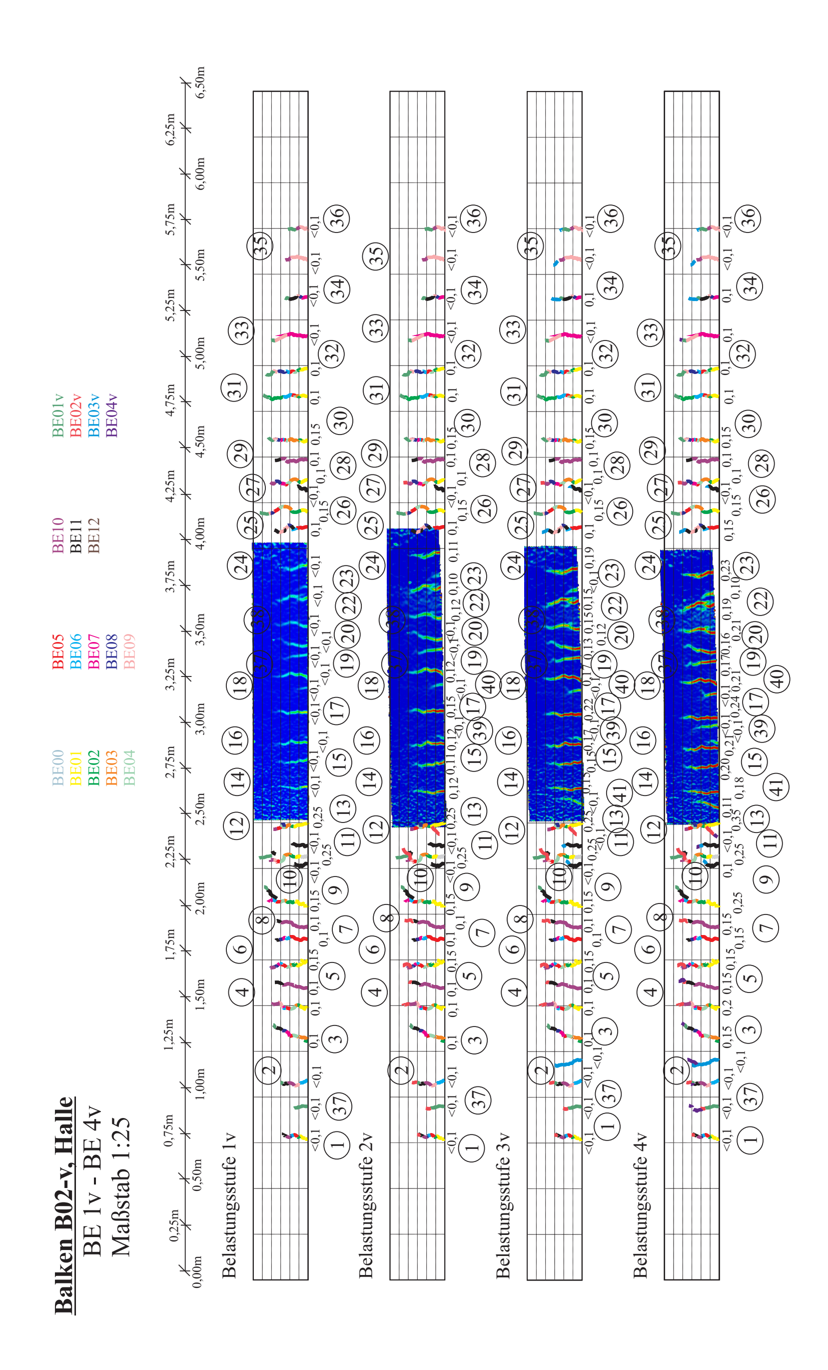


Abbildung A.19: *B02-v:* Entwicklung des Rissbildes und der Rissbreiten für *BE01v* bis *BE04v*

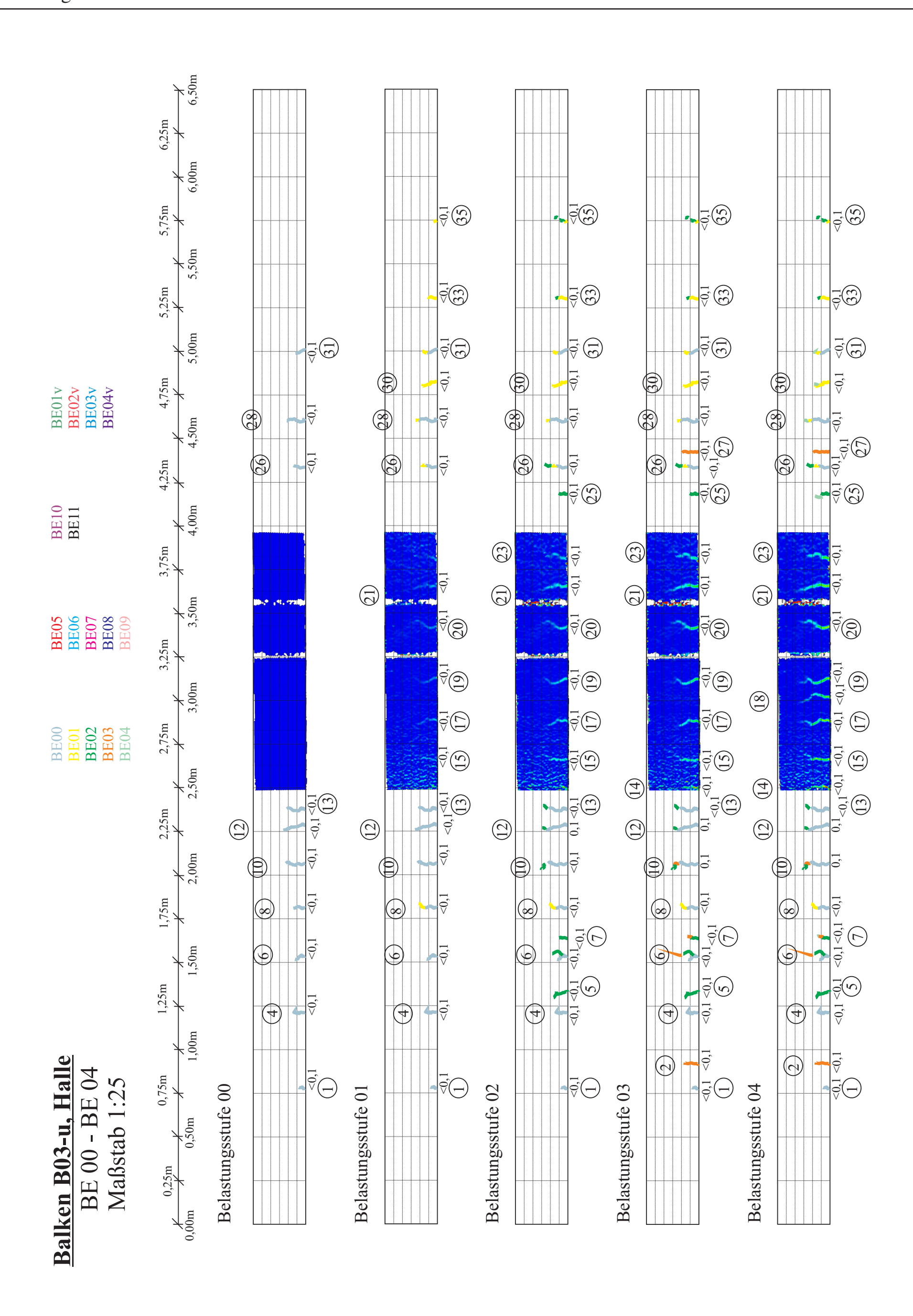


Abbildung A.20: *B03-u:* Entwicklung des Rissbildes und der Rissbreiten für *BE00* bis *BE04*

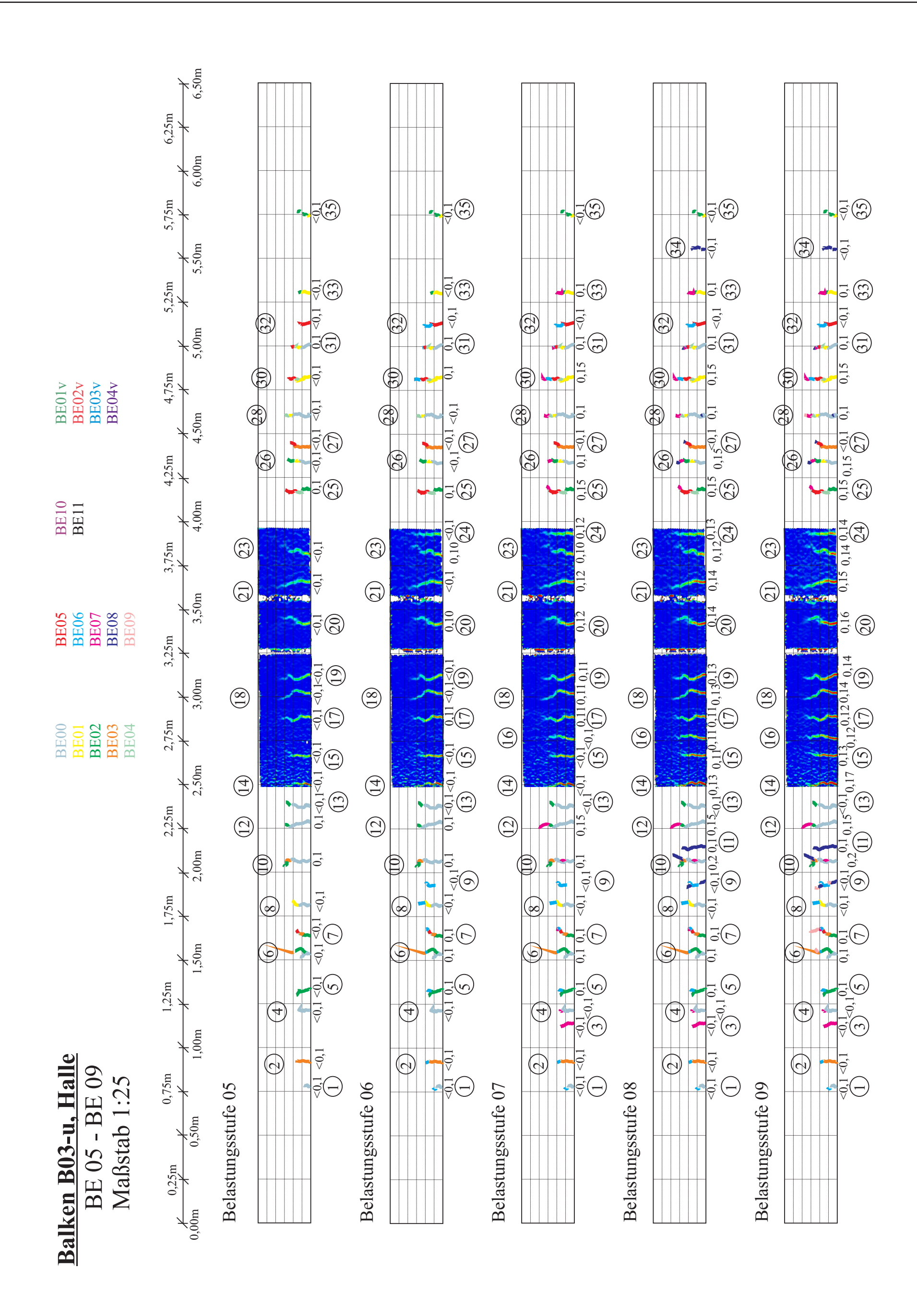


Abbildung A.21: *B03-u:* Entwicklung des Rissbildes und der Rissbreiten für *BE05* bis *BE09*

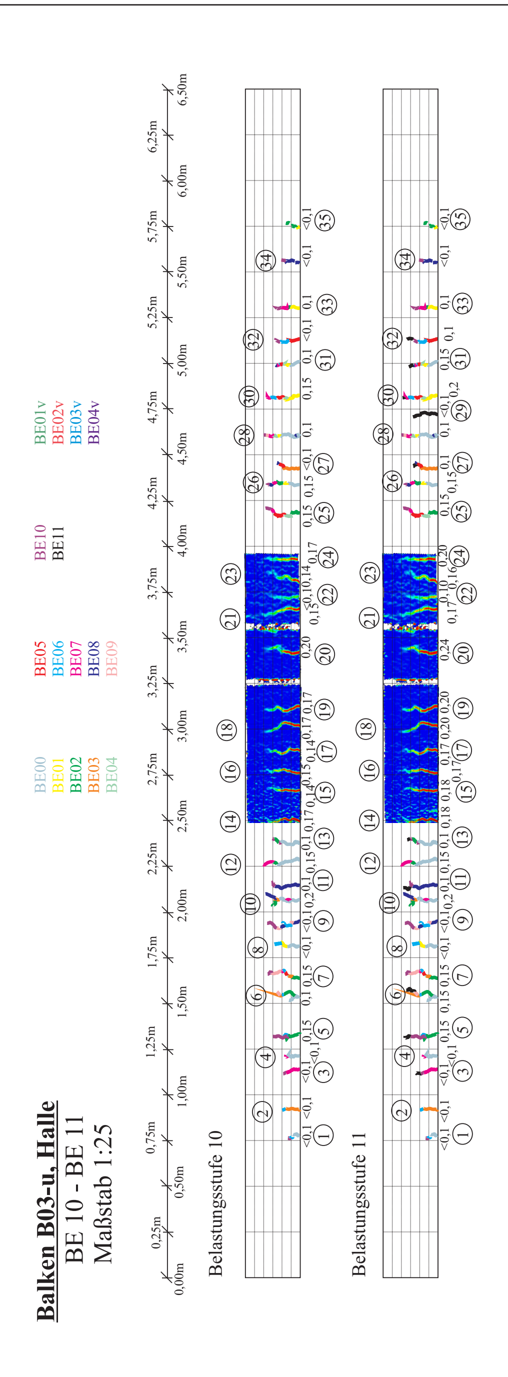


Abbildung A.22: *B03-u:* Entwicklung des Rissbildes und der Rissbreiten für *BE10* bis *BE11*

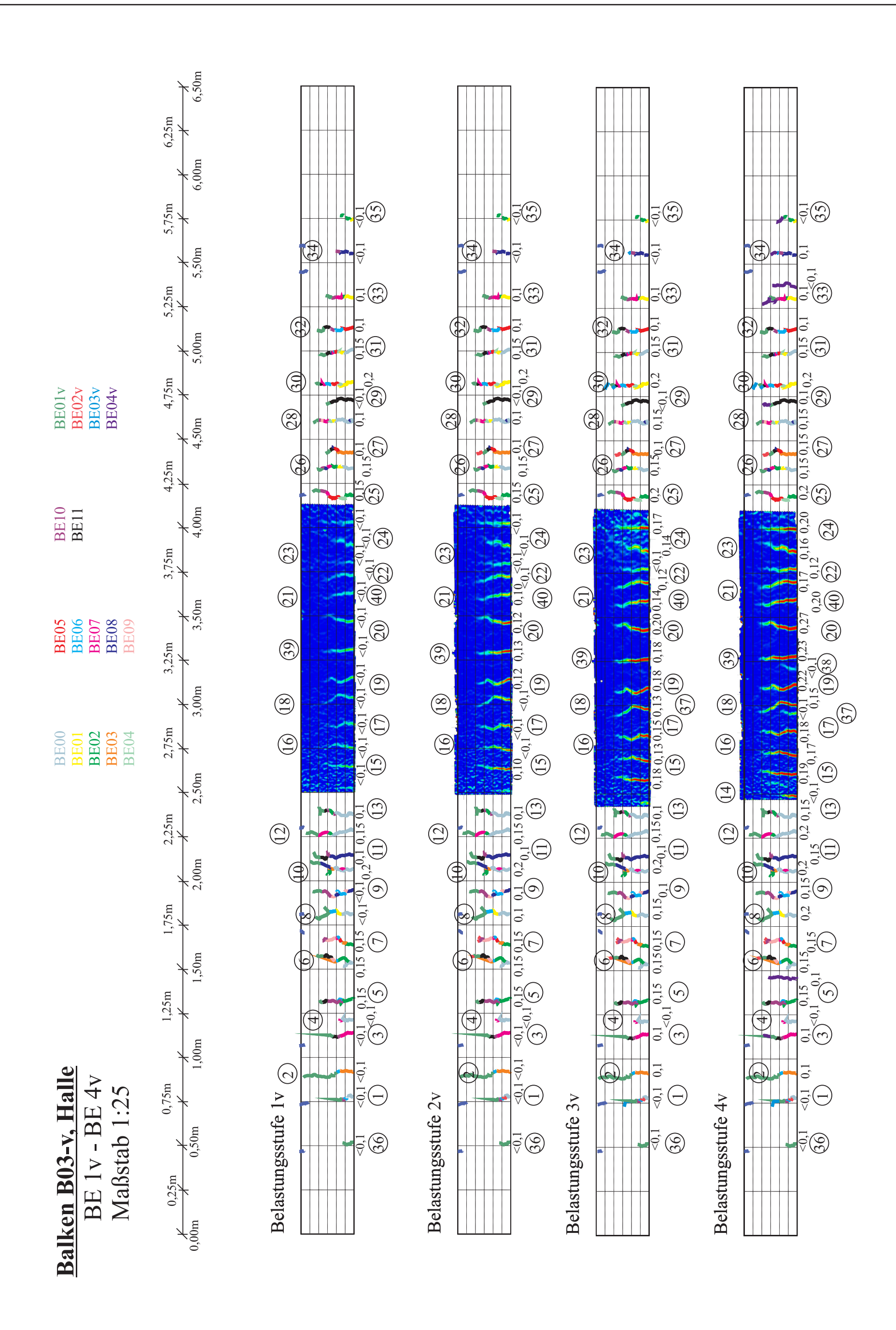


Abbildung A.23: *B03-v:* Entwicklung des Rissbildes und der Rissbreiten für *BE01v* bis *BE04v*

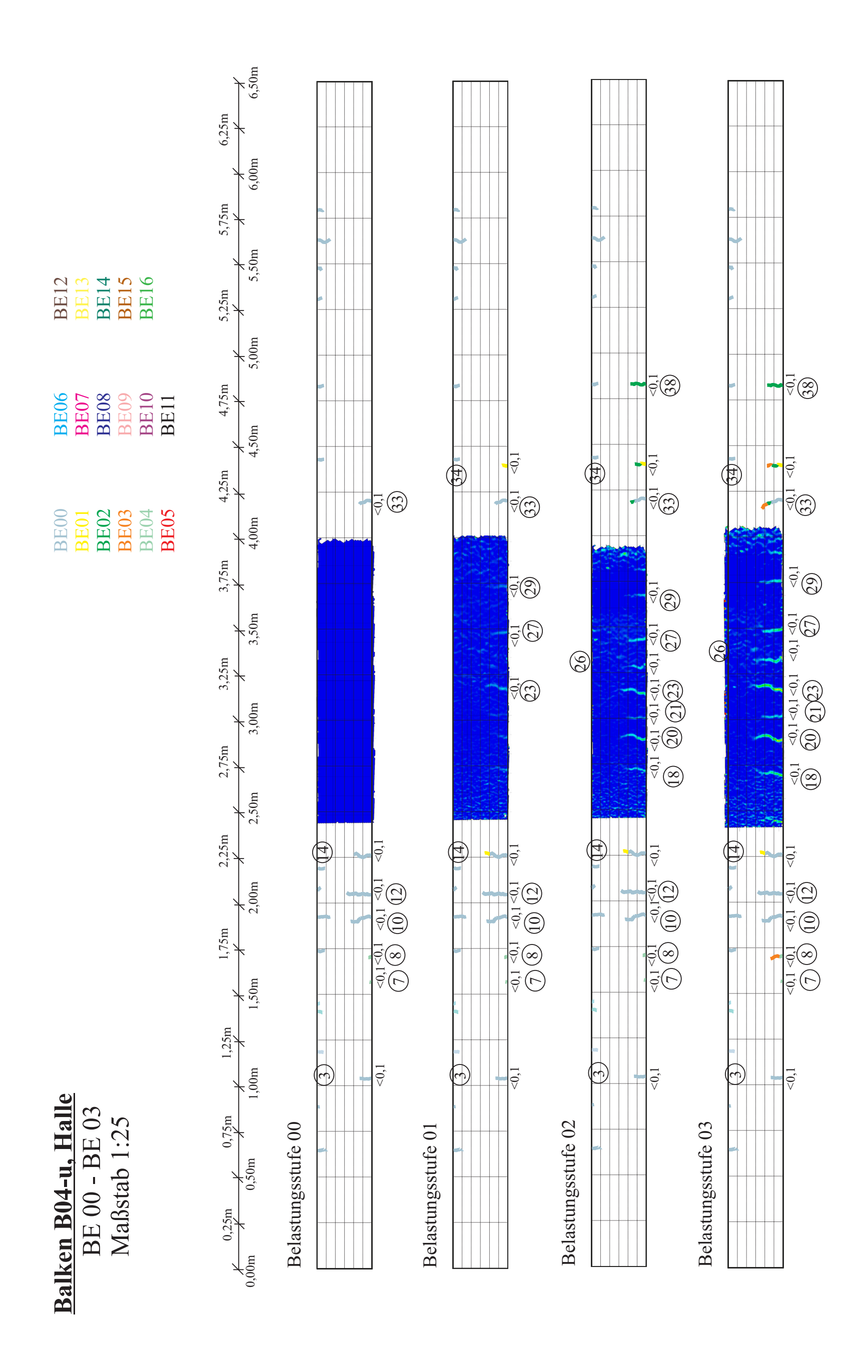


Abbildung A.24: *B04-u:* Entwicklung des Rissbildes und der Rissbreiten für *BE00* bis *BE03*

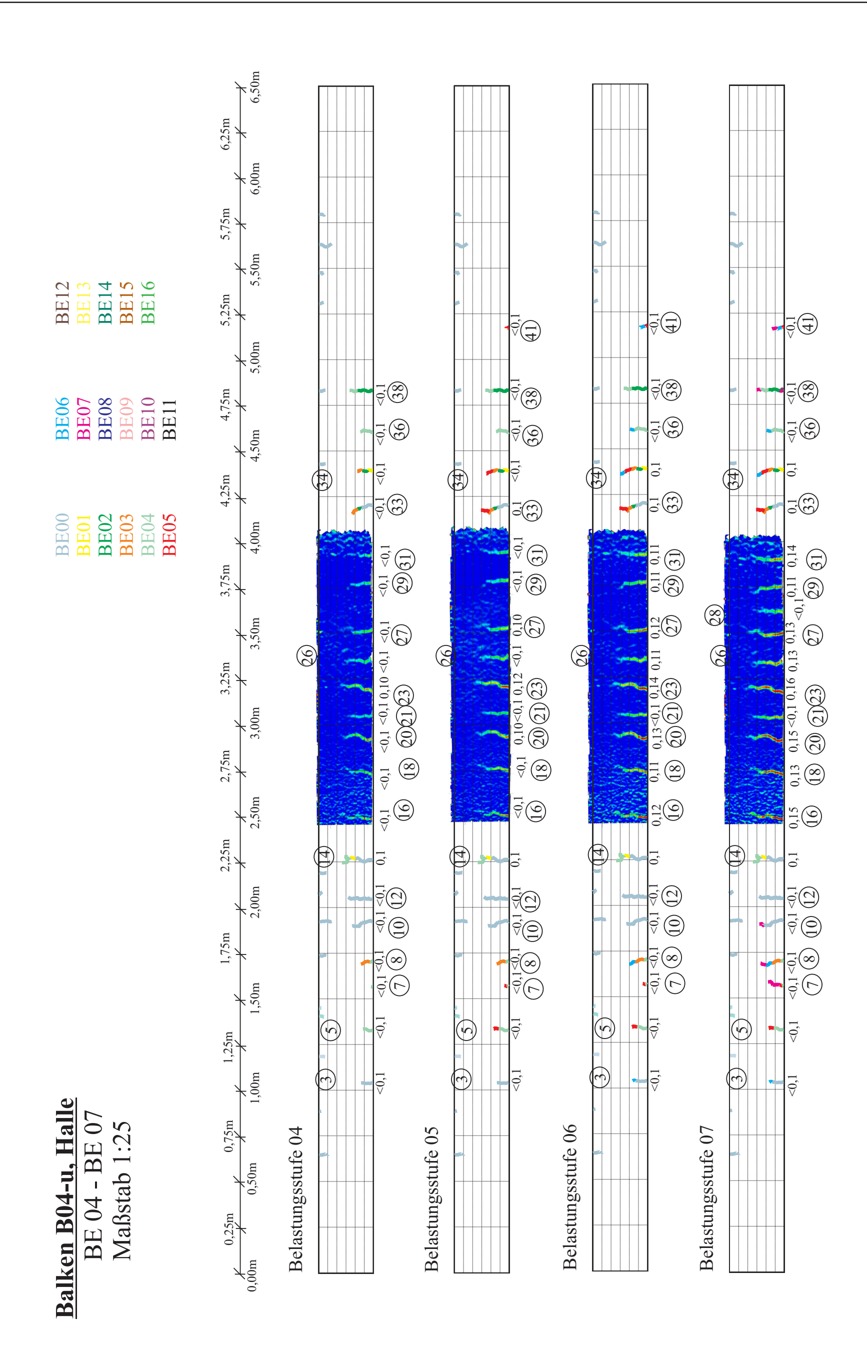


Abbildung A.25: *B04-u:* Entwicklung des Rissbildes und der Rissbreiten für *BE04* bis *BE07*

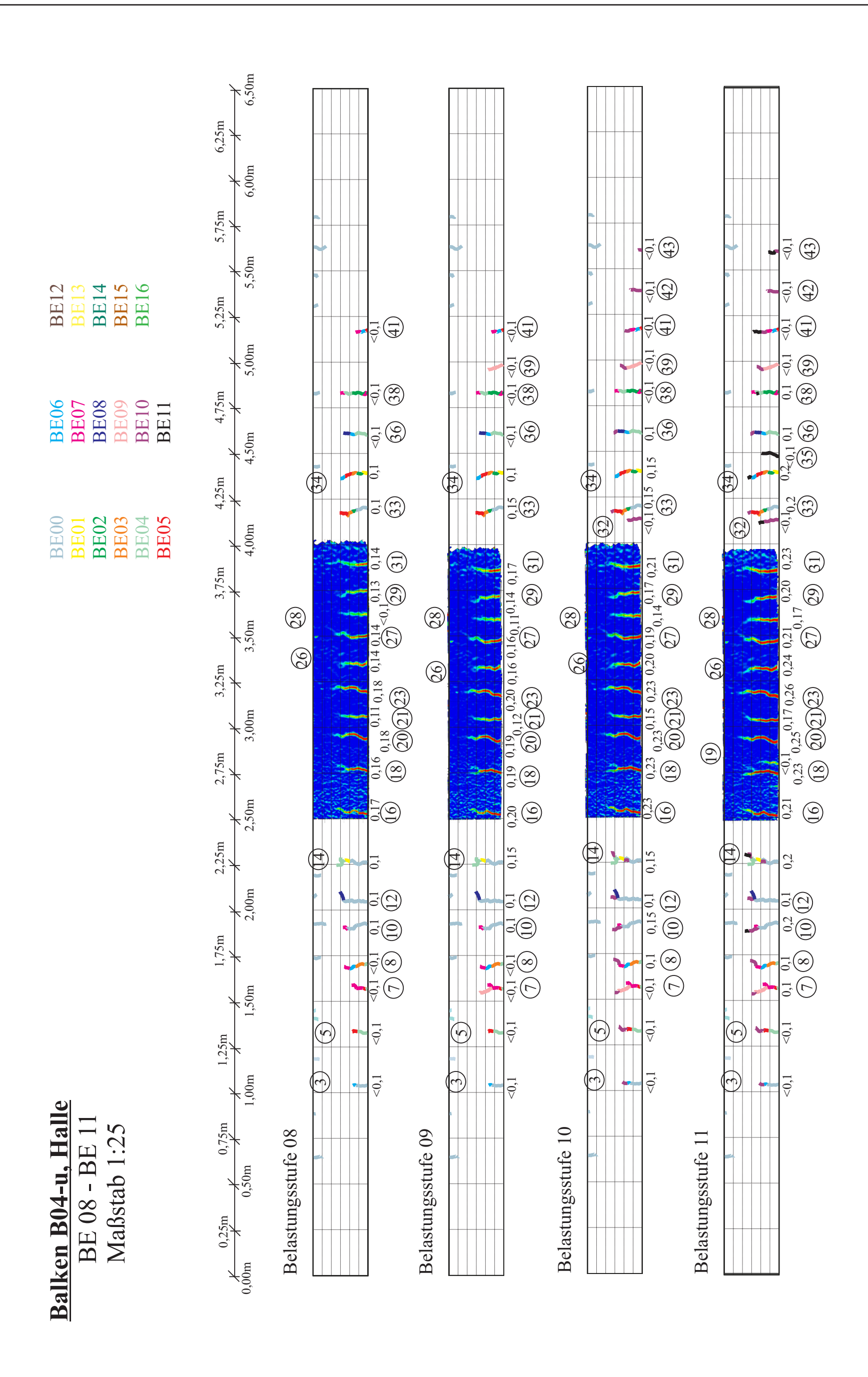


Abbildung A.26: *B04-u:* Entwicklung des Rissbildes und der Rissbreiten für *BE08* bis *BE11*

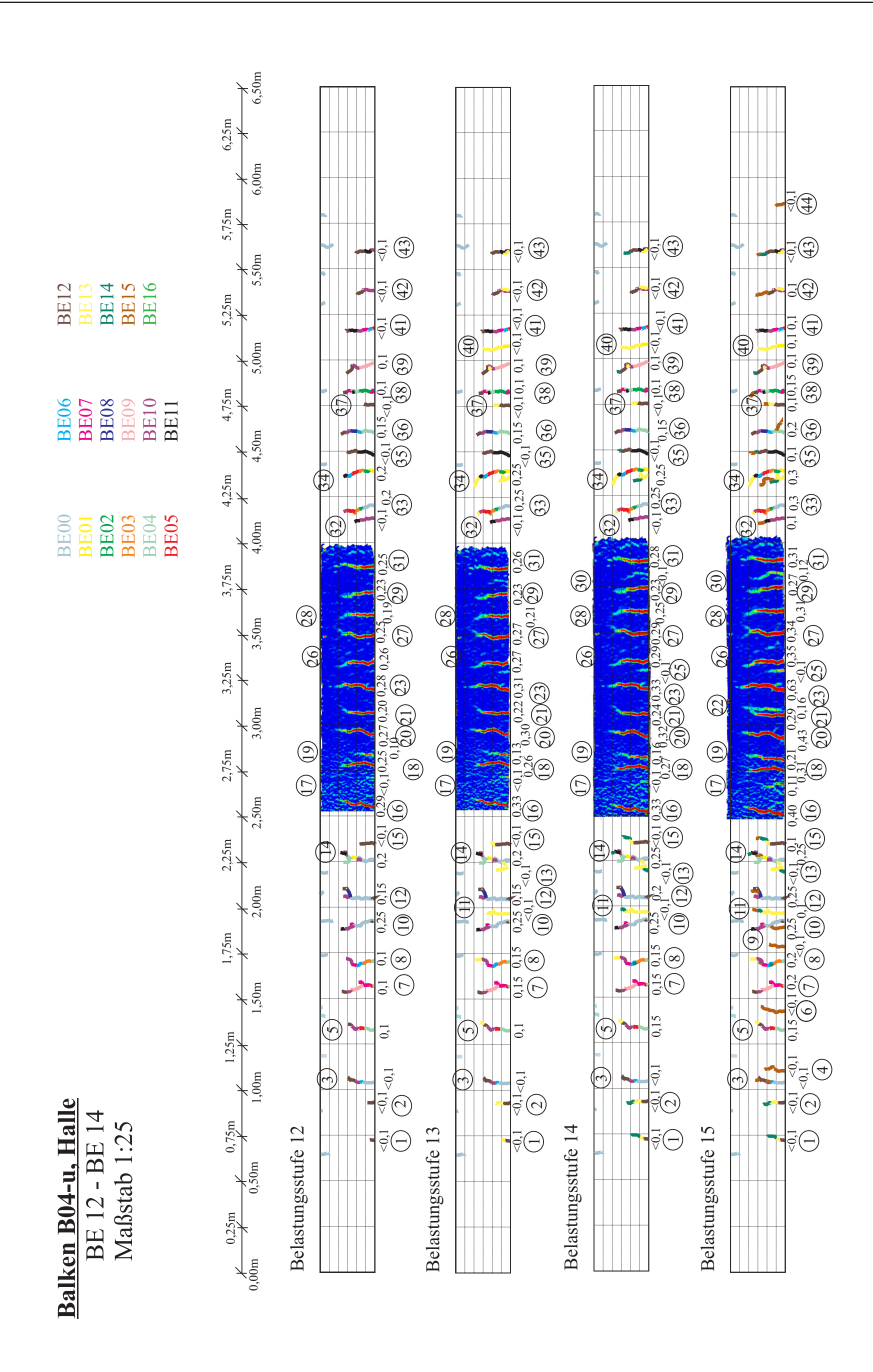


Abbildung A.27: *B04-u:* Entwicklung des Rissbildes und der Rissbreiten für *BE12* bis *BE15*

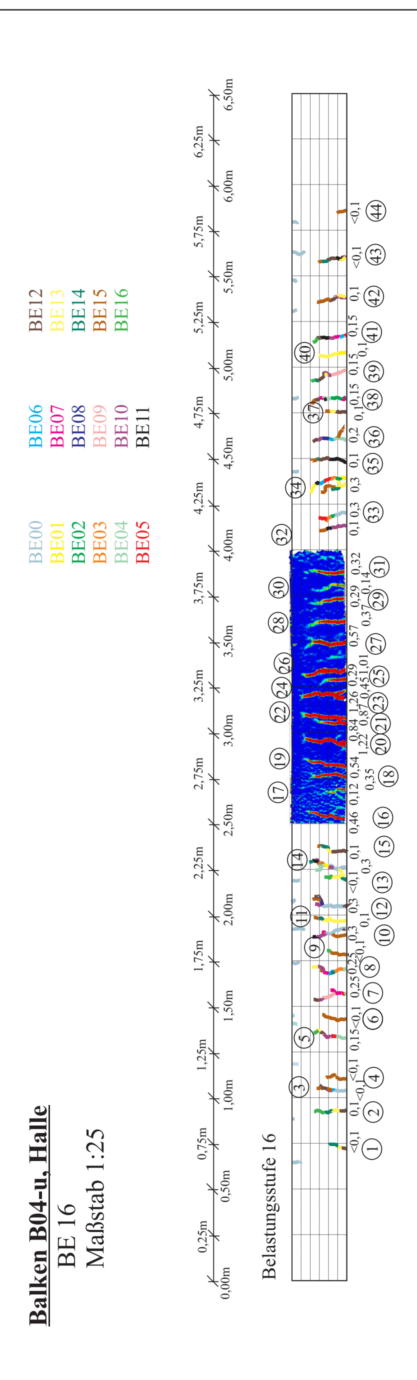


Abbildung A.28: *B04-u:* Entwicklung des Rissbildes und der Rissbreiten für *BE16*

A.8.4 Krümmungen der Eigenformen der Versuchsbalken *B02-u* und *B03-u*

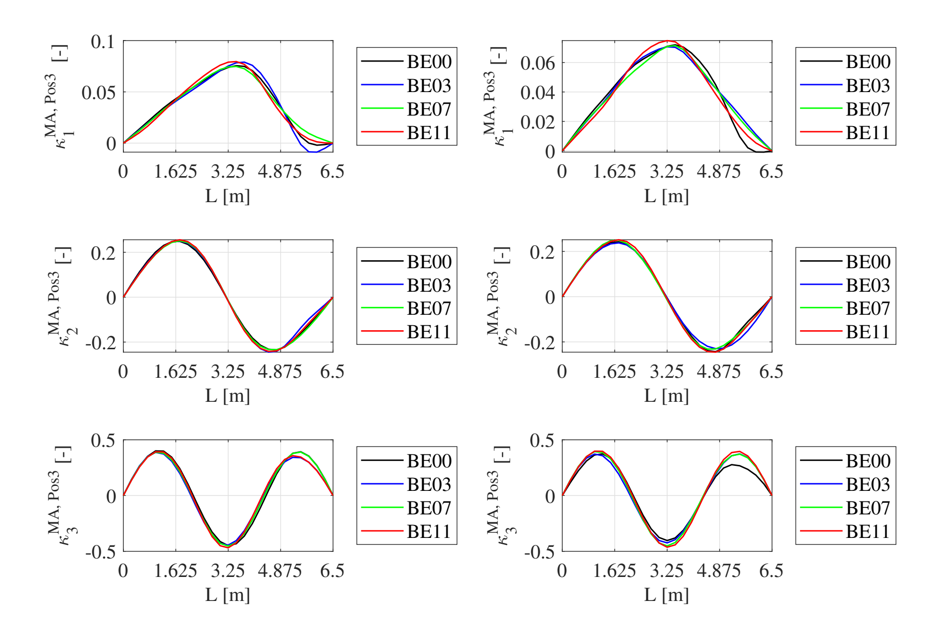


Abbildung A.29: Vergleich der Amplitudenänderungen der Krümmungen der Eigenformen: *B02-u* (links) und *B03-u* (rechts)

Schriftenreihe des

Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie (ISSN 0933-0461)

Heft 1 **Manfred Curbach**
Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten.

Heft 2 **Franz-Hermann Schlüter**
Dicke Stahlbetonplatten unter stoßartiger Belastung – Flugzeugabsturz.

Heft 3 **Marlies Schieferstein**
Der Zugflansch von Stahlbetonplattenbalken unter Längsschub und Querbiegung bei kritischer Druckbeanspruchung von Beton.

Heft 4 **Thomas Bier**
Karbonatisierung und Realkalisierung von Zementstein und Beton.

Heft 5 **Wolfgang Brameshuber**
Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton.

Heft 6 **Bericht DFG-Forschungsschwerpunkt**
Durability of Non-Metallic Inanorganic Building Materials.

Heft 7 **Manfred Feyerabend**
Der harte Querstoß auf Stützen aus Stahl und Stahlbeton.

Heft 8 **Klaus F. Schönlin**
Permeabilität als Kennwert der Dauerhaftigkeit von Beton.

Heft 9 **Lothar Stempniewski**
Flüssigkeitsgefüllte Stahlbetonbehälter unter Erdbebeneinwirkung.

Heft 10 **Jörg Weidner**
Vergleich von Stoffgesetzen granularer Schüttgüter zur Silodruckermittlung.

Heft 11 **Pingli Yi**
Explosionseinwirkungen auf Stahlbetonplatten.

Heft 12 **Rainer Kunterding**
Beanspruchung der Oberfläche von Stahlbetonsilos durch Schüttgüter.

Heft 13 **Peter Haardt**
Zementgebundene und kunststoffvergütete Beschichtungen auf Beton.

Heft 14 **Günter Rombach**
Schüttguteinwirkungen auf Silozellen – Exzentrische Entleerung.

Heft 15 **Harald Garrecht**
Porenstrukturmodelle für den Feuchtehaushalt von Baustoffen mit und ohne Salzbefrachtung und rechnerische Anwendung auf Mauerwerk.

Heft 16 **Violandi Vratsanou**
Das nichtlineare Verhalten unbewehrter Mauerwerksscheiben unter Erdbebenbeanspruchung – Hilfsmittel zur Bestimmung der q-Faktoren.

Heft 17 **Carlos Rebelo**
Stochastische Modellierung menschenerzeugter Schwingungen.

Heft 18 **Seminar 29./30. März 1993**
Erdbebenauslegung von Massivbauten unter Berücksichtigung des Eurocode 8.

Heft 19 **Hubert Bachmann**
Die Massenträgheit in einem Pseudo-Stoffgesetz für Beton bei schneller Zugbeanspruchung.

Heft 20 **DBV/AiF-Forschungsbericht H. Emrich**
Zum Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen unter Querkraft- und Längszugbeanspruchung.

Heft 21 **Robert Stolze**
Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten mit von den Bruchlinien abweichender Bewehrungsrichtung – Bruchlinien-Rotationskapazität.

Heft 22 **Jie Huang**
Extern vorgespannte Segmentbrücken unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion.

Heft 23 **Rolf Wörner**
Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton.

Heft 24 **Ioannis Retzepis**
Schiefe Betonplatten im gerissenen Zustand.

Heft 25 **Frank Dahlhaus**
Stochastische Untersuchungen von Silobeanspruchungen.

Heft 26 **Cornelius Ruckenbrod**
Statische und dynamische Phänomene bei der Entleerung von Silozellen.

Heft 27 **Shishan Zheng**
Beton bei variierender Dehngeschwindigkeit, untersucht mit einer neuen modifizierten Split-Hopkinson-Bar-Technik.

Heft 28 **Yong-zhi Lin**
Tragverhalten von Stahlfaserbeton.

Heft 29 **DFG**
Korrosion nichtmetallischer anorganischer Werkstoffe im Bauwesen.

Heft 30 **Jürgen Ockert**
Ein Stoffgesetz für die Schockwellenausbreitung in Beton.

Heft 31 **Andreas Braun**
Schüttgutbeanspruchungen von Silozellen unter Erdbebeneinwirkung.

Heft 32 **Martin Günter**
Beanspruchung und Beanspruchbarkeit des Verbundes zwischen Polymerbeschichtungen und Beton.

Heft 33 **Gerhard Lohrmann**
Faserbeton unter hoher Dehngeschwindigkeit.

Heft 34 **Klaus Idda**
Verbundverhalten von Betonrippenstäben bei Querzug.

Heft 35 **Stephan Kranz**
Lokale Schwind- und Temperaturgradienten in bewehrten, oberflächennahen Zonen von Betonstrukturen.

Heft 36 **Gunther Herold**
Korrosion zementgebundener Werkstoffe in mineralsauren Wässern.

Heft 37 **Mostafa Mehrafza**
Entleerungsdrücke in Massefluss-Silos – Einflüsse der Geometrie und Randbedingungen.

Heft 38 **Tarek Nasr**
Druckentlastung bei Staubexplosionen in Siloanlagen. 2000

Heft 39 **Jan Akkermann**
Rotationsverhalten von Stahlbeton-Rahmenecken.

Heft 40 **Viktor Mechtcherine**
Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rißausbreitung in Beton.

Heft 41 **Ulrich Häußler-Combe**
Elementfreie Galerkin-Verfahren – Grundlagen und Einsatzmöglichkeiten zur Berechnung von Stahlbetontragwerken.

Heft 42 **Björn Schmidt-Hurtienne**
Ein dreiaxiales Schädigungsmodell für Beton unter Einschluß des Dehnrateneffekts bei Hochgeschwindigkeitsbelastung.

Heft 43 **Nazir Abdou**
Ein stochastisches nichtlineares Berechnungsverfahren für Stahlbeton mit finiten Elementen.

Heft 44 **Andreas Plokitza**
Ein Verfahren zur numerischen Simulation von Betonstrukturen beim Abbruch durch Sprengen.

Heft 45 **Timon Rabczuk**
Numerische Untersuchungen zum Fragmentierungsverhalten von Beton mit Hilfe der SPH-Methode.

Heft 46 **Norbert J. Krutzik**
Zu Anwendungsgrenzen von FE-Modellen bei der Simulation von Erschütterungen in Kernkraftbauwerken bei Stoßbelastungen.

Heft 47 **Thorsten Timm**
Beschuß von flüssigkeitsgefüllten Stahlbehältern.

Heft 48 **Slobodan Kasic**
Tragverhalten von Segmentbauteilen mit interner und externer Vorspannung ohne Verbund.

Heft 49 **Christoph Kessler-Kramer**
Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung.

Heft 50 **Nico Herrmann**
Experimentelle Verifizierung von Prognosen zur Sprengtechnik.

Heft 51 **Michael Baur**
Elastomerlager und nichtlineare Standorteffekte bei Erdbebeneinwirkung.

Heft 52 **Seminar 02. Juli 2004**
DIN 1045-1; Aus der Praxis für die Praxis.

Heft 53 **Abdelkhalek Saber Omar Mohamed**
Behaviour of Retrofitted Masonry Shear Walls Subjected to Cyclic Loading.

Heft 54 **Werner Hörenbaum**
Verwitterungsmechanismen und Dauerhaftigkeit von Sandsteinsichtmauenwerk.

Heft 55 **Seminar Februar 2006**
DIN 4149 – Aus der Praxis für die Praxis.

Heft 56 **Sam Foos**
Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen.

Heft 57 **Ramzi Maliha**
Untersuchungen zur Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton.

Heft 58 **Andreas Fäcke**
Numerische Simulation des Schädigungsverhaltens von Brückenpfeilern aus Stahlbeton unter Erdbebenlasten.

Heft 59 **Juliane Möller**
Rotationsverhalten von verbundlos vorgespannten Segmenttragwerken.

Heft 60 **Martin Larcher**
Numerische Simulation des Betonverhaltens unter Stoßwellen mit Hilfe des Elementfreien Galerkin-Verfahrens.

Heft 61 **Christoph Niklasch**
Numerische Untersuchungen zum Leckageverhalten von gerissenen Stahlbetonwänden.

Heft 62 **Halim Khbeis**
Experimentelle und numerische Untersuchungen von Topflagern.

Heft 63 **Sascha Schnepf**
Vereinfachte numerische Simulation des Tragverhaltens ebener mauerwerksausgefachter Stahlbetonrahmen unter zyklischer Belastung.

Heft 64 **Christian Wallner**
Erdbebengerechtes Verstärken von Mauerwerk durch Faserverbundwerkstoffe – experimentelle und numerische Untersuchungen.

Heft 65 **Niklas Puttendörfer**
Ein Beitrag zum Gleitverhalten und zur Sattelausbildung externer Spannglieder.

»»»»»»»»» **Bezug der Hefte 1 – 65 und 67**
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
Gotthard-Franz-Str. 3, 76131 Karlsruhe
www.betoninstitut.de

Fortführung als

Karlsruher Reihe Massivbau - Baustofftechnologie - Materialprüfung (ISSN 1869-912X)
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, MPA Karlsruhe

KIT Scientific Publishing

Heft 66 **Michael Haist**
Zur Rheologie und den physikalischen Wechselwirkungen bei Zementsuspensionen.
ISBN 978-3-86644-475-1

Heft 67 **Stephan Steiner**
Beton unter Kontaktdetonation – neue experimentelle Methoden.
(noch erschienen in der Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, ISSN 0933-0461)

Heft 68 **Christian Münich**
Hybride Multidirektionaltextilien zur Erdbebenverstärkung von Mauerwerk – Experimente und numerische Untersuchungen mittels eines erweiterten Makromodells.
ISBN 978-3-86644-734-9

Heft 69 **Viktória Malárics**
Ermittlung der Betonzugfestigkeit aus dem Spaltzugversuch an zylindrischen Betonproben.
ISBN 978-3-86644-735-6

Heft 70 **Daniela Ruch**
Bestimmung der Last-Zeit-Funktion beim Aufprall flüssigkeitsgefüllter Stoßkörper.
ISBN 978-3-86644-736-3

Heft 71 **Marc Beitzel**
Frischbetondruck unter Berücksichtigung der rheologischen Eigenschaften.
ISBN 978-3-86644-783-7

Heft 72 **Michael Stegemann**
Großversuche zum Leckageverhalten von gerissenen Stahlbetonwänden.
ISBN 978-3-86644-860-5

Die Bände sind unter www.ksp.kit.edu als PDF frei verfügbar oder als Druckausgabe bestellbar.

Heft 73 **Isabel Anders**
Stoffgesetz zur Beschreibung des Kriech- und Relaxationsverhaltens junger normal- und hochfester Betone.
ISBN 978-3-7315-0043-8

Heft 74 **Jennifer C. Scheydt**
Mechanismen der Korrosion bei ultrahochfestem Beton.
ISBN 978-3-7315-0113-8

Heft 75 **Michael Auer**
Ein Verbundmodell für Stahlbeton unter Berücksichtigung der Betonschädigung.
ISBN 978-3-7315-0316-3

Heft 76 **Christian Moritz Urban**
Experimentelle Untersuchungen und Bemessungsansätze für faserverstärktes Mauerwerk unter Erdbebenbeanspruchungen.
ISBN 978-3-7315-0372-9

Heft 77 **Tobias Bacht**
Horizontaltragfähigkeit von Wänden aus Leichtbeton-Schalungssteinen – Experimente und numerische Modellierung.
ISBN 978-3-7315-0413-9

Heft 78 **Björn Haag**
Schadensidentifikation mit modalen Parametern: Anwendung auf extern vorgespannte Hohlkastenbrücken.
ISBN 978-3-7315-0458-0

Heft 79 **Engin Kotan**
Ein Prognosemodell für die Verwitterung von Sandstein.
ISBN 978-3-7315-0520-4

Heft 80 **Vladislav Kvitsel**
Zur Vorhersage des Schwindens und Kriechens von normal- und hochfestem Konstruktionsleichtbeton mit Blähtongesteinskörnung.
ISBN 978-3-7315-0521-1

Heft 81 **Michael Vogel**
Schädigungsmodell für die Hydroabrasionsbeanspruchung zur probabilistischen Lebensdauerprognose von Betonoberflächen im Wasserbau.
ISBN 978-3-7315-0522-8

Heft 82 **Georgios Maltidis**
Seismic soil structure interaction of navigation locks.
ISBN 978-3-7315-0718-5

Heft 83 **Steffen Siegel**
Zustandsbestimmung von externen Spanngliedern
und Schrägseilen mit Frequenzanalysen.
ISBN 978-3-7315-0772-7

Heft 84 **Fernando Acosta Urrea**
Influence of elevated temperatures up to 100 °C on the
mechanical properties of concrete.
ISBN 978-3-7315-0795-6

Heft 85 **Stephan Müller**
Ein Beitrag zum Energiedissipationsvermögen von Betonschrauben.
ISBN 978-3-7315-0943-1

Heft 86 **Bernhard Walendy**
Ertüchtigung von nicht tragendem Mauerwerk gegen seismische
Einwirkungen mittels aufgeklebter Textilien.
ISBN 978-3-7315-0975-2

Heft 87 **Roman Sedlmair**
Theoretische und praktische Entwicklung einer aufgeklebten
CFK Stahlbetonverstärkung unter Berücksichtigung der vollständigen
Kompatibilität zum Betonstahl.
ISBN 978-3-7315-1048-2

Heft 88 **Eric Kirpal**
Verfahren zur Beurteilung der Schadensumfangs- und
Zustandsentwicklung vorgespannter Brückenbauwerke.
ISBN 978-3-7315-1103-8

Heft 89 **Mareike Kohm**
Entwicklung eines Messsystems zur modalbasierten
Schädigungsanalyse von Brückenüberbauten.
ISBN 978-3-7315-1186-1

Die Bände sind unter www.ksp.kit.edu als PDF frei verfügbar oder als Druckausgabe bestellbar.

INSTITUT FÜR MASSIVBAU UND BAUSTOFFTECHNOLOGIE
MATERIALPRÜFUNGS- UND FORSCHUNGSANSTALT, MPA KARLSRUHE

Brücken sind zentrale Bestandteile von Infrastrukturnetzen, die die Grundvoraussetzung für eine prosperierende Wirtschaft sind. Hinsichtlich der Erhaltungsplanung ist eine fundierte Kenntnis des tatsächlichen Brückenzustandes von hohem Interesse. In dieser Arbeit wird ein modalbasiertes Monitoringsystem entwickelt, welches die subjektiv beeinflusste visuelle Prüfung von Brückenbauwerken gemäß DIN 1076 durch eine objektive sensorgestützte Überwachung ergänzen kann. Die Einflussfaktoren auf das modalbasierte Monitoring werden getrennt für das Schwingungsverhalten des Bauwerks und für die Messkette untersucht. Im Rahmen von numerischen Untersuchungen, Bauteilversuchen sowie In-situ-Messungen wird die Zuverlässigkeit des entwickelten Monitoringsystems belegt. Es kann gezeigt werden, dass Bereiche mit veränderten Steifigkeitseigenschaften trotz Streuungen der modalen Parameter durch zeitlich und räumlich veränderliche Betriebslasten zuverlässig identifiziert und lokalisiert werden können. Des Weiteren wird die Eignung des Monitoringsystems zur Überprüfung und anschließenden Überwachung von Erhaltungsmaßnahmen aufgezeigt.

ISBN 978-3-7315-1186-1

9 783731 511861 >

ISSN 1869-912X
ISBN 978-3-7315-1186-1

Gedruckt auf FSC-zertifiziertem Papier